PRACE NAUKOWE NŌ 874

Stanisław PRUSEK

Metody prognozowania deformacji chodników przyścianowych w strefach wpływu eksploatacji z zawałem stropu



Prace Naukowe Głównego Instytutu Górnictwa

STUDIA – ROZPRAWY – MONOGRAFIE

Nr 874

Stanisław PRUSEK

Metody prognozowania deformacji chodników przyścianowych w strefach wpływu eksploatacji z zawałem stropu

METHODS OF GATE ROADS DEFORMATION PREDICTION IN IMPACT ZONES OF MINING WITH ROOF CAVING

KATOWICE 2008

Rada Programowa ds. Wydawnictw: prof. dr hab. inż. Jakub Siemek (przewodniczący), prof. dr hab. inż. Tadeusz Chmielniak, prof. dr hab. inż. Józef Dubiński, prof. dr hab. inż. Andrzej Maranda, prof. dr hab. inż. Korneliusz Miksch, prof. dr hab. inż. Joanna Pinińska, prof. dr hab. inż. Krystian Probierz, prof. dr hab. inż. Czesława Rosik-Dulewska, prof. dr hab. inż. Janusz Roszkowski, prof. dr hab. inż. Antoni Tajduś

Komitet Kwalifikacvino-Opiniodawczy: prof. dr hab. inż. Antoni Kidybiński (przewodniczacy), prof. dr hab. inż. Krystyna Czaplicka, doc, dr hab. inż. Józef Kabiesz, prof. dr hab. inż. Władysław Konopko, prof. dr hab. inż. Jerzy Kwiatek, prof. dr hab. Kazimierz Lebecki, prof. dr hab. inż. Adam Lipowczan, doc. dr hab. inż. Krzysztof Stańczyk, doc. dr hab. inż. Marian Turek, doc. dr hab. inż. Jan Wachowicz, mgr Małgorzata Zielińska

> Recenzenci dr hab. inż. Stanisław Duży prof. dr hab. inż. Władysław Konopko

> > Redakcja wydawnicza Ewa Gliwa

Redakcja techniczna, korekta Barbara Dusik Małgorzata Kuśmirek-Zegadło

> Skład i łamanie Krzysztof Gralikowski

ISSN 1230-2643

Printed in Poland All rights reserved Copyright by Główny Instytut Górnictwa

Sprzedaż wydawnictw Głównego Instytutu Górnictwa prowadzi Zespół Wydawnictw i Usług Poligraficznych

tel. 032-259-24-03, 032-259-24-04, e-mail: m.kusmirek@gig.eu

Katowice, GIG 2008. Wyd. 1. Nakład 150 egz. Ark. wyd. 9,0. Format B5. Wpłynęło do redakcji: 20.10.08. Podpisano do druku: 18.12.08. Druk ukończono: 30.12.08. Nr 874. Cena 55,00 zł Druk: Zespół Wydawnictw i Usług Poligraficznych Głównego Instytutu Górnictwa Oprawa: Zakład Poligraficzny "Węglogryf", Katowice

Spis treści

Wprowadzenie				
1.	Charakterystyka chodników przyścianowych			
	1.1.	Procesy zachodzące w górotworze w otoczeniu chodników		
		przyścianowych	11	
	1.2.	Obudowa chodników przyścianowych	14	
	1.3.	Deformacje chodników przyścianowych	20	
2.	Met	ody prognozy deformacji chodników przyścianowych	37	
3.	Bad	ania dołowe deformacji chodników przyścianowych	57	
	3.1.	Charakterystyka warunków geologiczno-górniczych w rejonach		
		prowadzonych badań	57	
	3.2.	Metodyka pomiarów dołowych deformacji	60	
	3.3.	Grupowanie badanych chodników z uwagi na ich lokalizację w polu		
		ścianowym i oddziaływanie frontu eksploatacji	63	
	3.4.	Wyniki i analiza pomiarów dołowych deformacji chodników	((
	25	Okraćlanja wnływy wybranych wielkości goologiegne górniegych		
	5.5.	okresialne wpływu wybranych wietkości geologiczno-gorniczych	76	
	36	Porównywanie zaciskania chodników podścianowych i nadścianowych		
	5.0.	oraz ocena wpływu frontu drugiej ściany na deformacje tych wyrobisk	87	
	37	Porównywanie zaciskania chodników przyścianowych zlokalizowanych	07	
	5.7.	w zbliżonych warunkach geologiczno-górniczych, w których zastosowano		
		różne warianty obudowy		
4.	Obli	iczanie podporności obudowy chodników przyścianowych	104	
	4.1.	Założenia przyjęte w modelu obudowy i otoczenia chodników		
		przyścianowych	105	
	4.2.	Metodyka obliczeń podporności obudowy chodników przyścianowych		
		z wykorzystaniem opracowanego modelu	107	
	4.3.	Obliczanie podporności badanych chodników przyścianowych	111	
5.	Met	ody prognozowania deformacji chodników przyścianowych	117	
	5.1.	Aproksymacyjny model zaciskania chodników przyścianowych		
		AMZCH-1 bazujący na funkcjach wielomianowych	117	
		5.1.1. Ogólna postać aproksymacyjnego modelu zaciskania chodników		
		AMZCH-1 oraz metodyka obliczeń jego parametrów	117	
		5.1.2. Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów		
		dołowych zaciskania chodników przyścianowych	120	
		5.1.3. Wyniki obliczeń regresji wielorakiej zależności parametrów modelu		
		aproksymacyjnego od wielkości opisujących warunki geologiczno-	107	
	<i>с</i> о	-gornicze	126	
	5.2.	Aproksymacyjny model zaciskania chodnikow przyscianowych	120	
		AIVIZCT-2 Oparty na analogii do teorii Budryka-Knotnego	129	
		5.2.1. FIOPOZYCJA IIIOUCIU APIOKSYIIIACYJNEGO AIVIZCH-2	130	
		dla hadanych chodników przyścienowych	121	
		ula badanyen enburnkow przyselanowyen	134	

		5.2.3.	Określanie zależności między wyznaczonymi parametrami modelu aproksymacyjnego a wielkościami geologiczno-górniczymi z rejonu		
			badanych chodników	136	
4	5.3.	Wykor	zystywanie sieci neuronowych oraz metody SVM		
		do prog	gnozowania zaciskania chodników przyścianowych	140	
		5.3.1.	Charakterystyka sztucznych sieci neuronowych	140	
		5.3.2.	Prognoza zaciskania chodników przyścianowych z wykorzystaniem		
			sztucznych sieci neuronowych	143	
		5.3.3.	Prognozowanie zaciskania chodników przyścianowych metodą SVM	146	
-	5.4.	ozowanie zaciskania chodników przyścianowych metodą			
modelowania numerycznego					
		5.4.1.	Metodyka odwzorowania wyników pomiarów dołowych deformacji		
			chodników przyścianowych za pomocą modelowania numerycznego	151	
		5.4.2.	Przykład obliczeniowy odwzorowania deformacji chodnika		
			przyścianowego za pomocą modelowania numerycznego	153	
		5.4.3.	Wyznaczanie zależności do obliczania wartości parametrów m_b i s		
			w przypadku modelowania górotworu wokół chodników		
			przyścianowych	157	
6.	Ocen	a błęd	u metod prognozy deformacji chodników przyścianowych	160	
Pods	Podsumowanie				
Liter	Literatura				

Streszczenie

Chodniki przyścianowe odgrywają ważną rolę w procesie eksploatacji pokładów węgla kamiennego. Zachowanie odpowiedniego przekroju tych wyrobisk jest jednym z podstawowych czynników, decydujących zarówno o uzyskiwanych wynikach produkcyjnych, jak i o bezpieczeństwie pracy załogi. Tymczasem z uwagi na stale pogarszające się warunki eksploatacji w wielu kopalniach występują poważne trudności związane z utrzymywaniem zadowalających gabarytów chodników, co jest spowodowane intensywnością ruchów górotworu w postaci: osiadania stropu, wypiętrzania spągu, czy też zaciskania poziomego.

W niniejszej publikacji, na podstawie wyników badań dołowych, opisano procesy deformacji chodników przyścianowych oraz opracowano różne metody pozwalające na ich prognozowanie. Znajomość wartości zaciskania danego chodnika na etapie projektowania eksploatacji, umożliwia w razie konieczności podejmowanie działań zmierzających do jego ograniczania, takich jak na przykład zmiana lub wzmocnienie obudowy, czy też zwiększenie wielkości przekroju poprzecznego wyrobiska.

Na podstawie przeglądu literatury scharakteryzowano wpływ eksploatacji zawałowej na zmiany deformacyjno-naprężeniowe zachodzące w górotworze otaczającym wyrobiska eksploatacyjne, przedstawiając najbardziej znane teorie dotyczące tego zagadnienia (rozdz. 1.1). W dalszej części publikacji, na przykładzie wybranych krajów wydobywających węgiel kamienny, opisano sposoby obudowy chodników przyścianowych, a następnie występujące w tych wyrobiskach deformacje (rozdz. 1.2 i 1.3). Przedstawiono różne metody prognozowania deformacji chodników przyścianowych, opracowane przez naukowców polskich oraz zagranicznych (rozdz. 2).

Na podstawie wieloletnich badań dołowych zaciskania chodników przyścianowych, zlokalizowanych w zróżnicowanych warunkach geologiczno-górniczych Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (rozdz. 3.1 i 3.3), scharakteryzowano przebieg deformacji tych wyrobisk w zależności od położenia frontu eksploatacji (rozdz. 3.4). Dla chodników znajdujących się w jednym polu ścianowym, lecz zmiennym otoczeniu, to jest obustronnym otoczeniu calizną węglową oraz w jednostronnym sąsiedztwie zrobów, wyznaczono różnice w wartościach ich zaciskania. Określono także zmiany zaciskania chodników utrzymywanych za frontem pierwszej ściany i narażonych na wpływ drugiej ze ścian, a także chodników utrzymywanych w obustronnym otoczeniu zrobami, za frontem pierwszej, a następnie drugiej ściany w polu (rozdz. 3.6). Ponadto, przeanalizowano wpływ dodatkowej obudowy kotwiowej na deformacje chodników przyścianowych oraz możliwość zwiększenia rozstawu odrzwi obudowy łukowej podatnej (rozdz. 3.7).

Do obliczania podporności obudów stosowanych w chodnikach przyścianowych opracowano model (rys. 66 i 67) uwzględniający, oprócz elementów obudowy, również otoczenie wyrobiska, na przykład obustronne calizną węglową lub jednostronne sąsiedztwo zrobów (rozdz. 4).

Głównym celem badań było opracowanie metod pozwalających na prognozowanie deformacji chodników przyścianowych. Opracowano sześć odrębnych metod prognostycznych. Podstawę pierwszej z nich stanowił model geometryczny (rys. 43), w którym do opisu deformacji chodników wykorzystano trzy przecinające się linie proste (rozdz. 3.5). Dwie kolejne metody bazują na modelach aproksymacyjnych z wykorzystaniem funkcji wielomianowych (rozdz. 5.1) oraz analogii do teorii Budryka-Knothego, stosowanej powszechnie do opisu deformacji powierzchni terenu z uwagi na prowadzoną eksploatację (rozdz. 5.2). Do prognozowania zaciskania chodników przyścianowych zastosowano również takie metody, jak sztuczne sieci neuronowe oraz metodę SVM (*Support Vector Machines* – Maszyny Wektorów Wspierających) – (rozdz. 5.3). Ostatni ze sposobów prognozy bazuje na modelowaniu numerycznym górotworu z wykorzystaniem metody elementów skończonych i kryterium wytrzymałościowego Hoeka-Browna (rozdz. 5.4). W celu zastosowania tego kryterium do prognoz deformacji chodników przyścianowych wyznaczono wzory empiryczne (97)–(104) do obliczania jego podstawowych parametrów dla różnych rodzajów skał, w zależności od położenia frontu eksploatacji.

W końcowym etapie dokonano oceny opracowanych metod prognozowania deformacji, określając dla każdej z nich wartość odchylenia standardowego oraz sprawdzając rezultaty prognoz z wynikami pomiarów dołowych z trzech dodatkowych chodników (rozdz. 6).

Opracowane metody prognozowania zaciskania chodników przyścianowych mogą być wykorzystywane w szerokim zakresie w praktyce górniczej, co stanowi o dużym znaczeniu utylitarnym niniejszego opracowania.

Słowa kluczowe: *eksploatacja, górnictwo, górotwór, chodnik przyścianowy, deformacje, wyniki badań, prognoza.*

Abstract

Gate roads play an important role in the process of hard coal seam mining. Maintaining the appropriate cross-section of these workings is one of the fundamental factors, deciding both about the gained production results as well as occupational safety of the mine personnel. Meanwhile on account of permanently worsening mining conditions in many mines occur serious difficulties connected with maintaining satisfactory overall dimensions of roads, caused by high intensity of rock mass movements in the form of: roof sag, floor heave or horizontal convergence.

The present publication describes on the basis of underground investigation results the deformation processes of gate roads and presents different methods allowing their prediction. The knowledge of convergence values of the given road at the stage of mining design enables, in the case of necessity, to undertake activities aiming at convergence limitation, such as for example the change or reinforcement of support or increase in working's cross-section size.

On the basis of a literature review the impact of mining with roof caving on deformationstress changes occurring in the surrounding rock mass was characterised, presenting the most known theories concerning this issue (chapter 1.1). In the further part of the publication, by example of selected coal producing countries, the support systems of gate roads and next deformations appearing in these workings were described (chapters 1.2 and 1.3). Different methods of gate road deformation prediction, developed by Polish and foreign scientists, were presented (chapter 2).

On the basis of long-term underground investigations of convergence of gate roads located in differentiated geological-and-mining conditions of the Upper Silesian Coalfield (chapters 3.1 and 3.3), the courses of deformation of these workings depending on the mining front position were characterised (chapter 3.4). For roads situated in one longwall panel, but in a changing environment, i.e. two-sided coal solid environment and one-sided neighbourhood of gobs, differences relating to the values of their convergence were defined. Convergence changes of roads maintained behind the front of the first longwall and exposed to the impact of the second longwall, and roads maintained in the two-sided gob environment, behind the front of the first and next second longwall in the panel, were described as well (chapter 3.6). Furthermore, the impact of additional roofbolting on gate road deformation and possibility to increase the clear interval between frames of yielding arch support was analysed (chapter 3.7). In order to calculate the load-bearing capacity of support used in gate roads, a model was developed (Fig. 66 and 67) that apart from support elements takes also into account the working's environment, for instance two-sided in respect of the coal solid or one-sided neighbourhood of gobs (chapter 4).

The main objective of the work was the development of methods that allow to predict the deformation of gate roads. Six separate prognostic methods were worked out. The basis of the first of them constituted a geometric model (Fig. 43), in which for the description of road deformation three crossing straight lines were used. The next two methods rely on approximative models with the use of multinomial functions (chapter 5.1) and analogy to the Budryk- Knothe theory, commonly used for the description of surface deformation on account of conducted mining activities (chapter 5.2). For the prediction of gate road convergence also such methods were used as neural networks and the SVM (Support Vector Machines) method – (chapter 5.3). The last of the prediction methods is based on rock mass numerical modelling using the finite element method and the Hoek-Brown failure criterion (chapter 5.4). In order to apply this criterion to gate road deformation prediction, empirical formulas (97–104) were determined to calculate its basic parameters for different types of rocks, depending on the mining front position.

During the last stage an assessment of worked out deformation prediction methods was performed, determining for each of them the value of standard deviation and verifying the prediction results of underground measurements relating to the three additional roadways (chapter 6).

The developed methods of gate road convergence prediction can be used in practical scope, what determines the utilitarian significance of the present work.

Key words: *mining, mining engineering, rock mass, gate road, investigation results, prediction.*

WPROWADZENIE

W polskim górnictwie wegla kamiennego dominującym systemem eksploatacji jest system ścianowy z zawałem stropu. Na wyniki produkcyjne przy stosowaniu tego systemu ma wpływ wiele różnego rodzaju czynników, na przykład warunki geologiczno-górnicze danego pola eksploatacyjnego, czy też wyposażenie techniczne ściany. Niezwykle istotne w przypadku ścianowego sytemu eksploatacji sa towarzyszace każdej ścianie chodniki przyścianowe. Nawet w korzystnych warunkach eksploatacji (brak zagrożeń naturalnych, niewielka głebokość, brak zaszłości eksploatacyjnych) oraz przy stosowaniu nowoczesnych maszyn i urządzeń (kombajn, przenośnik, obudowa zmechanizowana), w przypadkach trudności z ich utrzymywaniem, moga występować poważne zakłócenia w wydobyciu. Jednocześnie zaś praktyka górnicza pokazuje, że właśnie w tej grupie wyrobisk korytarzowych występuja najbardziej intensywne przemieszczenia górotworu w postaci osiadania stropu, wypiętrzania skał spągowych, czy też zaciskania poziomego. Przemieszczenia te zależa od wielu czynników, takich jak na przykład: parametry wytrzymałościowe górotworu, zaszłości eksploatacyjne, zaburzenia geologiczne, wstrzasy górotworu, czy typ oraz sposób obudowy. Wieloletnie doświadczenia wykazują jednak, że w przypadku chodników przyścianowych czynnikiem dominującym, który ma wpływ na intensywność ich zaciskania, jest oddziaływanie frontu eksploatacji, zmieniające stan naprężeniowodeformacyjny w górotworze otaczającym te wyrobiska. Niestety czesto, projektując eksploatacje w określonym rejonie kopalni, w procesje doboru obudowy wyrobisk przyścianowych nie uwzględnia się ich zaciskania. Tymczasem prognozując przebieg zaciskania wyrobisk przed rozpoczęciem drążenia jest możliwe na przykład: dobranie obudowy o odpowiedniej podatności, zaprojektowanie wzmocnień obudowy ograniczających zaciskanie, czy też wykonanie chodników o większych przekrojach poprzecznych, gwarantujących bezpieczne warunki użytkowania w całym okresie eksploatacji i ograniczających kosztowne przebudowy i pobierki. Nieuwzględnienie ruchów górotworu, występujących podczas eksploatacji w chodnikach przyścianowych, może prowadzić do błędów w doborze obudowy, skutkujących na przykład przedwczesnym jej zniszczeniem i trudnościami w utrzymaniu stateczności tych wyrobisk (Barczak 2000, 2005; Barczak, Tadolini 2005; Esterhuizen, Barczak 2006).

Reasumując, można stwierdzić, że na etapie projektowania chodników przyścianowych, informacja o wartości i przebiegu ich zaciskania jest bardzo istotna i może być wykorzystana na przykład do zaprojektowania odpowiedniej obudowy (Barczak, 2001a, 2006; Barczak, Esterhuizen, Dolinar 2005; Esterhuizen, Barczak 2006; Hucke i in. 2006; Prusek 2006c, 2007a). Z tego powodu w wielu krajach prowadzono badania nad metodami prognozowania zaciskania chodników przyścianowych. W ubiegłym stuleciu szerokie badania dołowe przebiegu deformacji tych wyrobisk wykonano w Niemczech i Francji. Na podstawie uzyskanych wyników opracowano wiele zależności empirycznych pozwalających na prognozowanie przebiegu zaciskania chodników zlokalizowanych w różnych warunkach geologiczno-górniczych (Schwartz 1957, 1960; Götze, Kammer 1976; Kammer 1977, 1980; Jacobi 1976; Noltze 1979, 1981; Nyga 1987; te Kook 1983, 1986, 1992). Badania dotyczące zagadnień utrzymywania, czy też procesów zaciskania chodników przyścianowych, były również prowadzone w Polsce. Przez wiele lat w warunkach dołowych badano konwergencję chodników przyścianowych, prowadzono laboratoryjne badania modelowe i na podstawie wyników tych badań opracowano wiele zależności do obliczania zaciskania wyrobisk chodnikowych w polach eksploatacyjnych (Biliński 1968, 1989; Biliński, Kostyk 1992; Biliński, Dreinert, Kostyk 1996; Chudek i in. 1987; Duży 2001a, b; Chudek, Duży 2002; Kabiesz, Konopko 1995; Prusek 2008g).

W ostatnich latach badania zjawisk zachodzących wokół chodników przyścianowych oraz przebieg ich deformacji są prowadzone w wielu krajach z wykorzystaniem specjalistycznych programów komputerowych, pozwalających na modelowanie numeryczne zjawisk zachodzących w górotworze. Powszechnie stosuje się takie programy, jak na przykład: FLAC, UDEC, PHASE czy PFC. Przykłady zastosowania modelowania numerycznego deformacji chodników przyścianowych oraz zjawisk zachodzących wokół tych wyrobisk można znaleźć w wielu pozycjach literatury krajowej (Cała, Piechota, Tajduś 2004; Jendryś 2006; Kidybiński 1997, 2007; Kwaśniewski, Lasek 2007; Kwaśniewski, Wang 1994; Madaj, Wesołowski, Kubek 2002; Majcherczyk, Małkowski 2003; Prusek, Masny 2007b; Prusek, Masny, Walentek 2007; Prusek 2008f, h), jak i zagranicznej (Witthaus, Adams, Junker 2000; Torano i in. 2002; Yavus i in. 2003; Opolony i in. 2004; Esterhuizen, Barczak 2006; Hucke i in. 2006; Ruppel, Scior 2008; Yasitili, Unver 2005; Zipf 2006).

Podsumowując, należy zauważyć, że w okresie kilkudziesięciu lat, w kraju i za granicą opracowano wiele metod pozwalających na prognozowanie deformacji chodników przyścianowych. Podkreślić należy, że większość tych metod (szczególnie empirycznych) bazuje na wynikach badań dołowych prowadzonych zasadniczo w warunkach eksploatacji odmiennych od aktualnych. Porównując ten okres górnictwa węgla kamiennego z obecnym, można zauważyć: zwiększenie głębokości, na której prowadzi się roboty górnicze (często jest to już głębokość przekraczająca 1000 m), większą intensywność i energię wstrząsów górotworu, zwiększenie liczby zaszłości eksploatacyjnych (krawędzie, resztki), zwiększenie długości i prędkości postępu dobowego ścian (dążenie do koncentracji wydobycia), inne sposoby obudowy wyrobisk chodnikowych.

Wszystkie te czynniki powodują, że ruchy górotworu zachodzące w chodnikach przyścianowych mają obecnie często odmienny charakter i przebieg w porównaniu z ruchami zachodzącymi w przeszłości. Istnieją zatem przesłanki, że między zmieniającymi się warunkami geologiczno-górniczymi a deformacjami chodników przyścianowych zachodzi bezpośrednia zależność. Biorąc powyższe pod uwagę oraz fakt rozwoju wiedzy i narzędzi badawczych, w tym techniki komputerowej w postaci oprogramowania dla modelowania numerycznego górotworu, czy analiz statystycznych – podstawowym celem badań było opracowanie nowych metod ilościowej prognozy deformacji chodników przyścianowych. Metody te opracowano na podstawie wyników pomiarów dołowych deformacji kilkudziesięciu chodników przyścianowych. Badania przeprowadzono pod kierunkiem autora w ostatnich latach, w związku z czym uwzględniają one aktualne warunki eksploatacji, charakterystyczne dla Górnośląskiego Zagłębia Węglowego.

W początkowej części opracowania scharakteryzowano wpływ eksploatacji zawałowej na zmiany deformacyjno-naprężeniowe zachodzące w górotworze otaczającym pole ściany, opisując najbardziej znane teorie polskich naukowców oraz wybrane poglądy badaczy zagranicznych. W dalszej części, na przykładzie kilku krajów wydobywających węgiel kamienny, opisano sposoby obudowy chodników przyścianowych, a następnie występujące w tych wyrobiskach deformacje. Przedstawiono również różne metody prognozowania deformacji chodników przyścianowych.

Realizując podstawowy cel pracy, dokonano szczegółowych analiz wyników pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych, w wyniku czego wyodrębniono wielkości geologiczno-górnicze, które mogą o tej deformacji decydować, a następnie wykorzystano je w metodach prognozy. Do prognozowania deformacji chodników przyścianowych opracowano metody obejmujące zróżnicowane i w kilku przypadkach nowatorskie podejście do tego zagadnienia. Podstawę metod stanowią zależności empiryczne, nowe modele aproksymacyjne, modelowanie numeryczne oraz po raz pierwszy zastosowane w tego typu zagadnieniach metody sieci neuronowych, czy też metoda SVM (*Support Vector Machines*). Takie szerokie podejście do trudnego i złożonego problemu prognozy zjawisk zachodzących w górotworze wokół prowadzonej eksploatacji zawałowej zostało zastosowane w celu znalezienia metody, która w przyszłości pozwalałaby na jak najdokładniejsze obliczanie zaciskania chodników przyścianowych. Dokładna prognoza wartości i przebiegu zaciskania tych wyrobisk pozwoli na zaprojektowanie bezpiecznej i niezakłóconej eksploatacji.

Opracowanie ma charakter zarówno badawczy, jak i utylitarny. Opisano w nim deformacje występujące w chodnikach przyścianowych z uwagi na oddziaływanie frontu eksploatacji i oceniono wpływ różnych wielkości geologiczno-górniczych na ich przebieg. Opracowane w wyniku prowadzonych badań metody prognozowania zaciskania chodników przyścianowych mogą być wykorzystywane w szerokim zakresie w praktyce górniczej.

1. CHARAKTERYSTYKA CHODNIKÓW PRZYŚCIANOWYCH

1.1. Procesy zachodzące w górotworze w otoczeniu chodników przyścianowych

O przebiegu procesów i zjawisk zachodzących w górotworze otaczającym chodniki przyścianowe decyduje przede wszystkim prowadzona eksploatacja. Oddziaływanie czynnego frontu eksploatacyjnego powoduje wzrost napreżeń zarówno w pokładzie wegla, jak i w skałach otaczajacych. Przebieg zjawisk zachodzacych w górotworze podczas prowadzonej eksploatacji zawałowej przez wiele lat był przedmiotem badań, w wyniku których opracowano wiele teorii, dotyczacych kształtowania sie napreżeń (ciśnień) w otoczeniu ściany zawałowej. Do najbardziej znanych należa teorie: sklepienia ciśnień, fali ciśnień, czy też reakcji podłoża. Teoria sklepienia ciśnień, bazująca między innymi na prowadzonych jeszcze w dziewiętnastym wieku badaniach laboratoryjnych Fayola i dołowych obserwacjach Trompetera, była rozwijana przez takich naukowców, jak: Eckardt, Haak, Gilltzer, czy Spruth. Zgodnie z ta teoria nad wyrobiskiem ścianowym powstaje strefa odprężona w kształcie sklepienia. W strefie tej, nazywanej również strefa Trompetera, skały charakteryzuja się spekaniami oraz rozwarstwieniami, prowadzacymi do powstawania pustek niewielkiej wysokości, zwanych pustkami Webera (Labasse 1951; Biliński 1968; Gergowicz 1974; Kłeczek 1994). Ciężar skał w strefie odpreżonej obciaża pokład, obudowe w ścianie oraz zroby, powodując powstanie ciśnienia wspornikowego przed ściana i w zrobach. Sklepienie ciśnień powstaje również pod eksploatowanym pokładem. Zasieg (szerokość) powstającego wokół ściany sklepienia jest większy przy wzrastających: prędkości postępu ściany, głębokości eksploatacji, wysokości ściany, wytrzymałości skał oraz eksploatacji zawałowej, w porównaniu ze stosowaniem podsadzki (Chudek 2002).

Teoria fali ciśnień została opracowana przez Budryka w 1933 roku. W teorii tej do określenia zmian naprężeń w pokładzie podczas eksploatacji ścianowej z zawałem stropu zastosowano znane z mechaniki rozwiązanie ugiecja belki na podłożu spreżystym. Belka, na która działa ciśnienie pierwotne, jest warstwa skał stropowych, a spreżystym podłożem jest wybierany pokład węgla i spąg (Budryk i in. 1948; Sałustowicz 1965; Parysiewicz 1967; Filcek 1997). Uginająca się belka przybiera nad pokładem kształt linii falistej, wywołując nacisk na pokład i wzrost naprężenia. Naprężenie osiąga najwieksza wartość w czole ściany, zaś w głab calizny jego wartość falowo maleje do wartości ciśnienia pierwotnego. Zgodnie z teoria fali ciśnień wielkość ciśnienia eksploatacyjnego zależy głównie od głębokości zalegania pokładu oraz wytrzymałości skał stropowych, zwiększając się ze wzrostem tych wielkości. Trzecim, bardzo ważnym czynnikiem wpływającym na ciśnienie eksploatacyjne, jest długość fali. Im fala jest dłuższa (przy podatnym spagu i pokładzie) ciśnienie to jest mniejsze, zaś przy fali krótkiej (mało podatny spag i pokład) ciśnienie jest wieksze (Budryk i in. 1948; Sałustowicz 1965). Na ogół maksymalna wartość ciśnienia w czole ściany jest od 3 od 6 razy wieksza od wartości ciśnienia pierwotnego (Parysiewicz 1967; Filcek 1997). Zasieg zwiększonego ciśnienia eksploatacyjnego według teorii Budryka szacuje się na kilka do kilkunastu metrów od czoła ściany (Filcek 1997). Rozszerzenia teorii fali ciśnień, z uwzględnieniem w teorii ugięcia belki sił poprzecznych, dokonał Ozog, uzyskując przebieg ciśnienia w pokładzie wybieranym z zawałem stropu w postaci krzywej wykładniczej (Kłeczek 1994).

W latach 50. ubiegłego stulecia Borecki (1955) po raz pierwszy do opisu rozkładu naprężeń wokół ściany zawałowej, wykorzystal teorię reakcji podłoża. Zgodnie z tą teorią o przebiegu ruchów górotworu oraz rozkładzie naprężeń w polu eksploatacji z zawałem decyduje reakcja podłoża, którym są trzy elementy: calizna pokładu, obudowa oraz zroby. Według tej teorii w górotworze wokół ściany zawałowej tworzą się trzy obszary: odkształceń sprężystych, ruchów poślizgowych oraz obszar odprężony. Maksymalne wartości naprężeń występują w pewnej odległości przed czołem ściany, zaś za frontem eksploatacji nie obserwuje się już strefy wzmożonych ciśnień, lecz strefę wzmożonych ruchów górotworu.

Biliński, wykorzystując założenia teorii reakcji podłoża oraz wyniki licznych pomiarów ruchów górotworu w polach eksploatacji zawałowej, opisał procesy zachodzące wokół wyrobisk eksploatacyjnych (Biliński 1963, 1968, 1989; Biliński, Dreinert, Kostyk 1996). W otoczeniu prowadzonej ściany zawałowej autor ten wyróżnił górotwór odprężony i naruszony. W górotworze odprężonym występuje strop bezpośredni, który tworzą bardzo silnie spękane warstwy skalne oraz strop zasadniczy, również spękany, lecz zachowujący formę ciągłości geometrycznej. Zasięg i kształt strefy górotworu odprężonego ma istotny wpływ na ciśnienie działające na wyrobiska w danym polu eksploatacyjnym.

Obserwacje i badania dołowe, jak również obliczenia numeryczne, pozwoliły Whittakerowi na określenie rozkładu naprężeń wokół ściany zawałowej w warunkach górnictwa brytyjskiego, co przedstawiono na rysunku 1 (Bieniawski 1987; Brady, Brown 2006).



Rys. 1. Rozkład naprężeń w pokładzie w rejonie ściany zawałowej (Brady, Brown 2006) Fig. 1. Stress distribution in the seam in the caving longwall area (Brady, Brown 2006)

Z rysunku 1b wynika, że podczas prowadzenia eksploatacji przed frontem ściany w odległości 1–3 m występuje maksymalna wartość naprężenia w pokładzie. Lokali-

zacja maksymalnych napreżeń przed ściana zależy od własności wytrzymałościowych pokładu oraz skał otaczających, długości ściany oraz głebokości eksploatacji (Peng 2006). Dla przykładu, dla warunków górnictwa w Stanach Ziednoczonych podaje sie orientacyjnie, że napreżenia maksymalne moga występować w odległości przed ściana 5-9 m (Bieniawski 1987). Według badań niemieckich, w przypadku mocnych skał otaczających pokład, maksymalne naprężenia występują w odległości od 3 do 6 grubości wybieranego pokładu. Kiedy zaś pokład otaczają skały słabe, wówczas maksymalne napreżenia oddalaja sie od czoła ściany na odległość około 15-krotności grubości pokładu (Junker i in. 2006). Przyjmuje się, że maksymalne napreżenia w pokładzie wybieranym z zawałem stropu mogą osiągać w przybliżeniu sześciokrotne wartości pierwotnego napreżenia pionowego, występującego na danej głębokości (Bieniawski 1987; Brady, Brown 2006; Peng 2006). Oprócz dodatkowych napreżeń przed ściana, prowadzona eksploatacja powoduje wzrost napreżenia w pokładzie po obu stronach chodników przyścianowych (rys. 1c). Napreżenia te osiagają na ogół maksymalną wartość w odległości od 3 do 10 m, liczac od ociosu chodnika, a ich zasieg szacuje sie na około 60 m w głab calizny pokładu, przy czym zależy on głównie od głebokości eksploatacji (Peng 2006). Ocenia sie, że napreżenia te moga osiagać do 3,5 wartości naprężeń pierwotnych (Bieniawski 1987; Peng 2006).

Badania rozkładu naprężeń w pokładzie, w przypadku eksploatacji dwoma ścianami, były prowadzone przez Everlinga (Everling, Meyer 1972). Na podstawie stworzonego przestrzennego matematycznego modelu górotworu autor ten wykazał, że w takim przypadku eksploatacji, strefa maksymalnego wzrostu naprężeń występuje w rejonie skrzyżowania drugiej ściany sąsiadującego ze zrobami zawałowymi ściany pierwszej (rys. 2). W tym obszarze naprężenia mogą być nawet dziewięciokrotnie większe od wartości naprężenia pierwotnego.



Rys. 2. Rozkład naprężeń w pokładzie w przypadku prowadzenia eksploatacji zawałowej dwoma ścianami na głębokości 800 m (Everling, Meyer 1972)

Fig. 2. Stress distribution in the seam in the case of mining with roof caving using two longwalls at the depth of 800 m (Everling, Meyer 1972)

W badaniach dotyczących oddziaływania eksploatacji na otaczający górotwór zwraca się uwagę na wpływ prędkości postępu dobowego ściany. Odnośnie do naprężeń maksymalnych w pokładzie stwierdzono, że przy mniejszych prędkościach postępu naprężenia te występują w większej odległości przed czołem ściany, a ich wartość jest mniejsza. Wzrost prędkości postępu powoduje przybliżenie się maksymalnych naprężeń do czoła ściany oraz wzrost ich wartości (Budryk i in. 1948; Sałustowicz 1965).

Przedstawione teorie i poglądy, pomimo różnic w przyjmowanych przez autorów założeniach, czy hipotezach, bez wątpienia pozwalają na stwierdzenie, że eksploatacja zawałowa powoduje zmiany w górotworze otaczającym wyrobiska górnicze, takie jak chodniki przyścianowe, które są narażone na jej bezpośrednie oddziaływanie. Wpływ frontu eksploatacyjnego wpływa na wzrost naprężeń w pokładzie oraz skałach otaczających, co prowadzi z kolei do ich deformacji, odkształceń i zniszczenia struktury. Najczęstszym przejawem występowania stref zwiększonych naprężeń są ruchy górotworu, jakie w postaci osiadania stropu, wypiętrzania spągu, czy deformacji ociosów obserwuje się w chodnikach przyścianowych. Intensywność tych procesów zależy od takich czynników, jak na przykład głębokość zalegania pokładu, parametry wytrzymałościowe górotworu, czy też parametry eksploatacji.

W ostatnich latach szerokie zastosowanie w analizach zjawisk zachodzących podczas prowadzenia eksploatacji znajdują programy do modelowania numerycznego. Pozwalają one, dla konkretnych warunków geologiczno-górniczych, na ocenę zmian naprężeń, czy też występujących deformacji i odkształceń w górotworze w otoczeniu ściany zawałowej (Kwaśniewski, Wang 1994; Cała, Piechota, Tajduś 2004; Yasitli, Unver 2005; Kwaśniewski, Lasek 2007).

1.2. Obudowa chodników przyścianowych

Obudowa chodników przyścianowych charakteryzuje się dużym zróżnicowaniem. W celu uzyskania szerszego poglądu na temat sposobów obudowy chodników przyścianowych, opisano typowe rozwiązania, które są stosowane w Stanach Zjednoczonych, Australii, Wielkiej Brytanii, Niemczech oraz w Polsce.

Cechą charakterystyczną eksploatacji pokładów węgla kamiennego systemem ścianowym prowadzonej w Stanach Zjednoczonych jest drążenie kilku chodników przyścianowych w prostokątnym kształcie przekroju poprzecznego (Bieniawski 1987; Barczak 2005; Peng 2006). Dla każdej ściany drąży się 2–5 chodników przyścianowych, między którymi są pozostawiane filary węglowe (*chain pillar*) stanowiące dodatkowe podparcie stropu. Generalnie filary te można podzielić na sztywne i podatne. Filary sztywne, które są na ogół większe od podatnych, są stosowane we wszystkich regionach USA, z wyjątkiem Alabamy i Utah, gdzie dominują filary podatne (Peng 2006). Istnieje wiele metod analitycznych i zależności empirycznych pozwalających na obliczanie wymiarów filarów węglowych w określonych warunkach działającego obciążenia. Do najbardziej znanych należą opracowania Wilsona, Bieniawskiego czy Marka (Wilson 1981; Mark 1999, 2006; Bigby i in. 2006). W ostatnim okresie najczęściej stosowanymi metodami, pozwalającymi na zaprojektowanie wymiarów filarów węglowych pozostawianych między chodnikami przyścianowymi, są metody ALPS (*Analysis of Longwall Pillar Stability*) – (Mark 1990, 2001; Peng 2006) i ARMPS

(*Analysis of Retreat Mining Pillar Stability*) (Mark, Chase 1997; Mark 1999, 2006) bądź modele numeryczne (Heasley, Salamon 1996; Healsey, Chekan 1999; Gale 1996, 1998, 1999; Mark 2006; Peng 2006).

Podstawową obudową stosowaną w chodnikach przyścianowych, które są drążone za pomocą kombajnów continuous miner, jest obudowa kotwiowa. Szerokość chodników waha się od 5,2 do 6,1 m. Kotwie stalowe o średnicy 19 mm mają najczęściej długość od 1,8 do 2,4 m i są budowane w odstępach co 1,2 m. Gęstość kotwienia zawiera się od 0,4 do 0,7 kotwi/m² (Signer, Lewis 1998; Ruppel, Opolony 2000; Mark i in. 2001; Barczak 2005; Peng 2006).

W obszarach, w których występują zwiększone naprężenia, na przykład w strefach oddziaływania ciśnienia eksploatacyjnego, czy też w chodnikach nadścianowych zlokalizowanych w jednostronnym sąsiedztwie zrobów, stosuje się dodatkowe wzmocnienia obudowy podstawowej, takie jak kotwie linowe, czy też różnego rodzaju obudowy podporowe (Barczak i in. 2003, 2004; Barczak 2005, 2006; Tadolini, Barczak 2004; Barczak, Tadolini 2005; Peng 2007). Dodatkowe obudowy wzmacniające, których opracowano około 50 rodzajów, mają zróżnicowane konstrukcje, a z uwagi na ich charakterystyki podpornościowe podzielono je na cztery podstawowe typy, to jest: niepodatne, o stałej podporności, o podporności wzrastającej wraz z odkształceniem, o podporności malejącej wraz z odkształceniem (Mark, Barczak 2000; Tadolini i in.



2003; Barczak 2005; Barczak, Esterhuizen, Dolinar 2005; Esterhuizen, Barczak 2006). Wśród obudów dodatkowych, stosowanych w chodnikach przyścianowych, dominuje obudowa typu Can (Barczak 2005; Barczak, Tadolini 2005), przedstawiona na fotografii 1, która jest zaliczana do grupy obudów o stałej podporności.

Fot. 1. Obudowa typu Can Phot. 1. Can support

Obudowa typu Can składa się z rury stalowej wypełnianej materiałem na bazie betonu o wysokich parametrach wytrzymałościowych. Ze względu na obniżanie kosztów w miejsce obudów typu Can, czy też podobnych, szerokie zastosowanie w chodnikach przyścianowych znajdują obudowy drewniane, których wiele rodzajów oferuje na przykład firma Strata Products. Często stosowanymi obudowami drewnianymi są obudowy typu: Cluster Props, Propsetter, czy kaszty drewniane typu Link-N-Lock (Barczak 2001b, 2005; Prusek 2008e; Prusek, Świątek 2008).

Bardzo podobnie, jak w przypadku Stanów Zjednoczonych, wygląda standard rozcięcia pola ścianowego oraz obudowa chodników przyścianowych w górnictwie australijskim, gdzie chodniki mają prostokątny przekrój poprzeczny, przede wszystkim z zastosowaniem obudowy kotwiowej. Szerokość tych wyrobisk na ogół waha się od 4,0 do 6,0 m, przy wysokości 2,0–4,0 m. W stropie chodników stosuje się kotwie stalowe długości od 1,8 do 2,4 m, liczba kotwi w rzędzie waha się od 4 do 8, zaś odstęp między rzędami wynosi na ogół 1,0 m. Średnica kotwi wynosi standardowo 21,7 mm, zaś gęstość kotwienia waha się od 0,4 do 1,2 kotwi/m². Często stosuje się także kotwie ociosowe, szczególnie w przypadku wyrobisk o znacznej wysokości oraz prowadzonych w trudnych warunkach geologiczno-górniczych. Długość kotwi ociosowych wynosi od 1,2 do 2,1 m, a ich liczba w rzędzie od 2 do 6. W wymaganych przypadkach, dodatkowo w celu wzmocnienia podstawowej obudowy kotwiowej, między jej rzędami stosuje się kotwie linowe długości 4–8 m (Ruppel, Opolony 2000; Turek 2001; Hebblewhite 2006; Winkel 2003; Lawrence 2007).

Obecnie w coraz to szerszym zakresie w górnictwie australijskim są stosowane kotwie samowiercące (*Hilti One Step Bolts*), których cena jest wyższa od ceny kotwi standardowych, lecz w przypadku ich stosowania znacznie skraca się czas ich zabudowy (Corbett 2008). Do wzmacniania obudowy kotwiowej w chodnikach przyścianowych są stosowane: kaszty drewniane typu Link-N-Lock, stojaki drewniane typu Propsetter, czy też obudowa typu Can (Turek 2001).

Prostokątny kształt przekroju poprzecznego wyrobiska oraz obudowa kotwiowa, jako podstawowa, stały sie również standardem w chodnikach przyścianowych w Wielkiej Brytanii (Bigby, Altounyan, Cassie 2006). Taki sposób obudowy w górnictwie brytyjskim wynika głównie ze stałego dażenia do obniżania kosztów wydobycia oraz możliwości osiągania większych postępów robót przygotowawczych (Altounyan, Hurt 1998). Typowe wymiary chodników wynosza: wysokość od 2,5 do 5,0 m, przy szerokości 4.5–6.0 m (Ruppel, Opolony 2000). Do zabezpieczania wyrobisk stosuje sie najczęściej kotwie stalowe długości około 2,4 m. Gestość kotwienia średnio wynosi 1,5 kotwi/m², przy czym w niektórych przypadkach może osiągać 3,0 kotwie/m² (np. kopalnia "Daw Mill"). Stosowane jest również kotwienie ociosów najczęściej kotwiami stalowymi badź urabialnymi długości 1,8 m (Bowler, Betts, Altounyan 2008). Jako dodatkowa obudowe wzmacniająca wykorzystuje się kotwie linowe, strunowe, kotwie typu Megastrand, taśmy z tworzywa sztucznego, stojaki stalowe lub kaszty drewniane typu Link-N-Lock (Bigby 2004; Bigby, Altounyan, Cassie 2006; Adams 2007; Bowler, Betts, Altounyan 2008). Cecha charakterystyczna górnictwa brytyjskiego jest powszechne stosowanie szerokich filarów między dwoma kolejnymi polami eksploatacyjnymi, co ma zapewnić utrzymanie zadowalających gabarytów chodników przyścianowych w samodzielnej obudowie kotwiowej. Szerokość tych filarów jest różna, na przykład przy głębokości eksploatacji 800 m szerokość filarów waha się od około 60 do 120 m (Cassie, Altounyan, Cartwright 1999). Obudową najbardziej zbliżona do stosowanej w polskich warunkach, jest obudowa chodników przyścianowych w Niemczech. Podobieństwo dotyczy jednak tylko kształtu tej obudowy – jest to obudowa łukowa. Poza tym istnieje wiele zasadniczych różnic w systemie obudowy, wielkości kształtowników, czy też wielkości przekroju poprzecznego wyrobisk. W górnictwie niemieckim do obudowy stosuje się kształtowniki typu V o masie od 34 do 40 kg/m, zaś przekroje wyrobisk wahają się od 25 do 36 m². Rozstaw odrzwi obudowy wynosi od 0,6 do 1,2 m, najczęściej odrzwia są budowane z podziałką 0,8 m.

Obecny stan obudowy chodników przyścianowych w Niemczech, w porównaniu z 2000 rokiem, przedstawiono na rysunku 3. Wynika z niego, że w okresie ostatnich ośmiu lat, w górnictwie niemieckim w chodnikach przyścianowych znacznie wzrósł udział obudowy mieszanej, to jest podporowo-kotwiowej. Ten typ obudowy jest stosowany w dwóch wariantach A i B, różniących się kolejnością wykonywania obudowy kotwiowej w stosunku do podporowej (Junker i in. 2006; Tönjes, Werner, Mehlmann 2000; Langosch 2001). Standardową długością kotwi jest 2,5 m, przy średnicy 25 mm oraz wytrzymałości na rozciąganie nawet 340 kN. Między wyłomem wyrobisk a obudową stosuje się wykładkę mechaniczną z materiałów o wysokich parametrach wytrzymałościowych, która w zasadniczy sposób poprawia warunki utrzymania wyrobiska (Schroer 1977; Götze, Kammer 1976; Kammer 1991; Junker i in. 2006).





Fig. 3. Percentage share of gate road support types in the German mining industry: a – arch support, b – composite support, c – remaining types (Eikhoff 2008)

Podejmowane w ostatnim okresie prace w zakresie obudowy chodnikowej polegały między innymi na zastosowaniu do jej wykonywania stali +QT 630 o zwiększonych parametrach mechanicznych ($R_e = 630$ MPa, $R_m = 790$ MPa). Zastosowanie nowego gatunku stali dało obiecujące wyniki z uwagi na zmniejszenie konwergencji wyrobiska o 19% oraz ograniczenie przemieszczenia ociosów o 16% (Podjadtke, Witthaus, Bartel 2008). W Niemczech, w przypadkach utrzymywania chodników przyścianowych za frontem eksploatacji, wzdłuż linii zrobów, wykonuje się pasy podsadzkowe stanowiące wzmocnienie obudowy stalowej oraz izolujące dodatkowo zroby zawałowe. Do wykonywania tych pasów stosowano różne materiały, przy czym w ostatnim okresie przyjmuje się, że powinny to być materiały wczesnopodporowe o minimalnej wytrzymałości na ściskanie 20 MPa. Szerokość pasów ochronnych zawiera się na ogół w granicach od 0,7 do 1,0 grubości pokładu (Junker i in. 2006). Do wzmacniania obudowy łukowej są stosowane również podpory (stojaki) wypełniane materiałem o dużej wytrzymałości, na przykład stojaki BTS czy Pink-As (Konze 1990; Junker i in. 2006).

Najczęściej stosowanym w Polsce typem obudowy wyrobisk korytarzowych, w tym chodników przyścianowych, jest stalowa obudowa łukowa podatna (ŁP). W ostatnich latach stosowane wielkości odrzwi tej obudowy zawierały się w przedziale 8–10, a tylko w niewielkiej liczbie chodników stosowano odrzwia o wielkości 11 (Turek 2003; Dubiński, Turek, Prusek 2005). Wielkość przekroju poprzecznego chodników przyścianowych wykonywanych w tych formatach odrzwi zawiera się w przedziale od około 13 do 18 m². Do wykonywania odrzwi obudowy stosuje się kształtowniki typu V, najczęściej o masie jednostkowej z przedziału 25–32 kg/m, przy czym w ostatnim okresie dominuje profil V29. Odrzwia obudowy, w zależności od lokalnych warunków geologiczno-górniczych, są budowane z rozstawem od 0,5 do 1,0 m, przy czym najczęściej stosuje się odległość 0,75 lub 0,8 m.

Dążąc do obniżenia kosztów eksploatacji w polskich kopalniach, począwszy od lat 90. ubiegłego stulecia, były podejmowane próby zastąpienia stalowej obudowy łukowej samodzielną obudową kotwiową. W wielu przypadkach próby te zakończyły się sukcesem, a samodzielna obudowa kotwiowa pozwoliła na zachowanie stateczności chodników w strefie oddziaływania eksploatacji i wpłynęła na obniżenie kosztów w porównaniu ze stosowaną konwencjonalną obudową ŁP (Nierobisz 1999; Badaj i in. 2000; Drzęźla, Głuch 2000; Korus i in. 2002; Ficek, Nierobisz 2001; Barczyk i in. 2000, 2001; Ficek, Wadas, 2007; Zasadni, Ficek 2005; Zorychta, Surma, Stasica 1998a, b).

W ostatnich latach wystąpił wyraźny spadek stosowania samodzielnej obudowy kotwiowej w wyrobiskach korytarzowych (Masny, Nierobisz 2006; Prusek, Masny, Walentek 2008). Przyczyn tego faktu upatruje się głównie w pogarszających się warunkach geologiczno-górniczych oraz braku odpowiedniej mechanizacji (Turek 2007; Głuch, Matuszewski, Mąka 2005).

Obecnie w polskim górnictwie coraz szerzej jest stosowana obudowa mieszana podporowo-kotwiowa, w której kotwie pełnią rolę obudowy dodatkowej. Taka obudowa jest wykonywana w przecinkach ścianowych (Gumuła i in. 2007; Ficek, Wadas 2007), czy też w innych wyrobiskach korytarzowych, pozwalając na przykład na zwiększenie rozstawu odrzwi obudowy ŁP (Majcherczyk, Niedbalski 2002, 2004). Szerokie zastosowanie obudowy kotwiowej, jako wzmacniającej, obserwuje się również w chodnikach przyścianowych (Piechota, Korzeniowski, Stachowicz 2000; Piechota 2001a; Prusek 2003b; Prusek, Majcher 2003; Nierobisz 1999, 2008; Głuch 2000c; Drzęźla, Głuch 2000; Matuszewski, Mąka, Głuch 2006). W wielu kopalniach wykonuje się przykotwianie łuków stropnicowych obudowy stalowej, co oprócz

wzmocnienia górotworu, eliminuje w przypadkach wypinania łuków ociosowych konieczność zabudowy stojaków stalowych w rejonie skrzyżowania ze ścianą. Stosowane jest również kotwienie między odrzwiami obudowy stalowej bądź też przykotwianie do obudowy łukowej stropnic stalowych różnej konstrukcji, czy też podciągów (Zimonczyk i in. 2006).

W przypadku obudowy podporowo-kotwiowej ważnym aspektem, wynikającym ze stosowania kotwi, jest aktywne oddziaływanie na górotwór, niedopuszczanie do rozwarstwiania się skał nad wyrobiskiem oraz istotnego obniżania ich parametrów, co wpływa na zmniejszenie obciążenia obudowy podporowej (Cała, Flisiak, Tajduś 2001). Ograniczanie rozwarstwienia skał nad wyrobiskiem jest szczególnie skuteczne w przypadku, gdy kotwienie jest wykonywane na etapie drążenia wyrobiska koryta-rzowego z zastosowaniem kotwi linowych, czy też strunowych.

Aktywne oddziaływanie na skały otaczające wyrobisko mogą zapewnić, oprócz kotwi, inne elementy, np. wykładka mechaniczna, czy stojaki z podpornością wstępną (Głuch 2000a, b). W ostatnim okresie w wielu kopalniach rozważa się i podejmuje próby zastosowania wykładki mechanicznej dla obudowy chodników (Zimonczyk, Kiełkowski, Schöpp 2004), a w szerokim zakresie wykładkę tę wykonuje już kopalnia "Bogdanka" (Chmielewski, Kozek, Masiakiewicz 2006). Tego typu wykładka zapewnia równomierny rozkład obciążenia obudowy i lepsze wykorzystanie jej parametrów podpornościowych, natychmiastowy kontakt obudowy ze stropem i ograniczenie osiadania skał stropowych oraz dodatkowo poprawia stabilizację odrzwi (Mateja 1982; Konopa 1983; Mrowiec 1988; Jaworski 1993; Daniłowicz, Kowalski, Skuplik 2007).

W chodnikach przyścianowych, oprócz kotwi, do wzmacniania stalowej obudowy łukowej podatnej najczęściej stosuje się: stojaki stalowe cierne, obudowę drewnianą (fot. 2a), kaszty drewniane, a za frontem eksploatacji pasy ochronne wykonywane z różnego rodzaju środków chemicznych (fot. 2b) (Matuszewski, Trenczek 1998, 1999; Prusek, Stałęga, Stochel 2005; Prusek, Rajwa, Walentek 2006; Prusek, Daniłowicz, Skrzyński 2006; Prusek 2008e). Wzmocnienia te są stosowane w różnych wariantach, o czym decydują głównie warunki geologiczno-górnicze oraz doświadczenia praktyczne (Głuch, Matuszewski, Mąka 2005; Prusek 2004d; Prusek, Majcher 2003; Kubek, Grycman, Szurman 2004; Madaj, Wesołowski, Kubek 2002; Zimonczyk, Kiełkowski, Schöpp 2006).

W ostatnich latach w Polsce, podobnie jak w górnictwie niemieckim, opracowano nowe gatunki stali o zwiększonych parametrach mechanicznych, która jest stosowana do wykonywania obudowy chodnikowej (Kowalski, Prusek, Skrzyński 2005; Prusek, Kowalski, Skrzyński 2006). Oprócz zwiększonych parametrów mechanicznych, nowa stal jest również bardziej odporna na procesy korozji, które w wielu przypadkach mogą powodować znaczne zmniejszenie nośności obudowy, a w konsekwencji utratę jej stateczności (Prusek i in. 2004; Rotkegel, Prusek 2004, 2005). Nowe gatunki stali cieszą się dużym zainteresowaniem w kopalniach, gdyż ich stosowanie może prowadzić do poprawy utrzymania wyrobisk chodnikowych oraz obniżenia kosztów drążenia przez zwiększenie podziałki odrzwi lub zastosowanie lżejszych kształtowników (Prusek, Stałęga 2004; Kowalski, Prusek, Skrzyński 2005; Skrzyński, Prusek 2006; Prusek, Kowalski, Skrzyński 2006).



Fot. 2. Wzmacnianie obudowy chodników przyścianowych za pomocą: a – stalowych stojaków ciernych SV oraz wieloboku drewnianego, b – pasa ochronnego ze spoiwa mineralnego (fot. autora)
Phot. 2. Gate road support reinforcement by means of: a – steel friction props of SV type and wooden polygon, b – pack of mineral binding material (author's photograph)

Przeglad sposobów obudowy chodników przyścianowych wykazuje dość znaczne zróżnicowanie. W Stanach Zjednoczonych, Australii oraz Wielkiej Brytanii podstawowa obudowa takich wyrobisk jest obudowa kotwiowa, przy czym w dwóch pierwszych krajach wykonuje się kilka chodników przyścianowych dla jednej ściany, zaś w Wielkiej Brytanii w celu zachowania stateczności pojedynczych chodników między ścianami są pozostawiane filary weglowe. W górnictwie niemieckim standardem obudowy chodników przyścianowych staje się obudowa mieszana w postaci obudowy stalowej łukowej podatnej z wykładką mechaniczną oraz kotwi. W przyszłości ten typ obudowy ma być wspomagany przez iniekcję górotworu środkami chemicznymi. W Polsce podstawową obudową chodników przyścianowych jest obudowa stalowa łukowa podatna, jednak w porównaniu ze standardami niemieckimi, wykonywana z lżejszych kształtowników oraz w mniejszych rozmiarach odrzwi, przy powszechnym jeszcze stosowaniu wykładki kamiennej recznej. W ostatnim okresie obserwuje się coraz szersze stosowanie dodatkowej obudowy kotwiowej, najczęściej do przykotwiania łuków stropnicowych obudowy stalowej. Zastosowanie kotwi strunowych, do zabudowy których sa wykorzystywane konwencjonalne kotwiarki oraz ładunki klejowe, znacznie uprościło technologie wykonywania kotwienia wysokiego, co wpłyneło na rozszerzenie stosowania tego rodzaju obudowy. Zdaniem autora w przyszłości standardem obudowy chodników przyścianowych w Polsce będzie obudowa podporowo-kotwiowa, szczególnie z zastosowaniem kotwienia wysokiego oraz wykładki mechanicznej. Konieczne bedzie również stosowanie cięższych kształtowników lub kształtowników ze stali o podwyższonych parametrach mechanicznych, odrzwi obudowy o większej nośności złącz oraz zwiększenie wielkości przekroju poprzecznego wyrobisk.

1.3. Deformacje chodników przyścianowych

Charakteryzując deformacje chodników przyścianowych, na które składają się: osiadanie skał stropowych, wypiętrzanie spągu oraz przemieszczanie ociosów (zaciskanie poziome) można wyróżnić dwa okresy występowania tych ruchów górotworu. Pierwszy okres następuje po wydrążeniu wyrobisk, kiedy nie są one jeszcze narażone na oddziaływanie eksploatacji. W drugim okresie chodniki przyścianowe znajdują się już w strefie oddziaływania ciśnień eksploatacyjnych.

W poczatkowym okresie istnienia, to znaczy zaraz po wydrażeniu, chodniki przyścianowe nie różnia sie zasadniczo od innych wyrobisk korytarzowych. Wokół chodników w górotworze tworzy się nowy stan naprężeń, zależny głównie od głębokości lokalizacji wyrobiska, kształtu przekroju poprzecznego oraz parametrów wytrzymałościowych górotworu (Sałustowicz 1965; Kłeczek 1994; Prusek, Walentek 2005, 2007). Generalnie można stwierdzić, że w ociosach wyrobisk występuje koncentracja napreżeń ściskających, zaś w stropie i spągu naprężeń rozciągających (Kłeczek 1994). Zwiększone wartości napreżeń powoduja powstawanie wokół wyrobisk stref spękań (odpreżonych), które statycznie obciażają obudowe (Kłeczek 1994; Gergowicz 1974; Rułka, Stochel 2004; Majcherczyk, Małkowski, Niedbalski 2006). Oprócz ciśnienia statycznego na obudowe działa również ciśnienie dynamiczne (deformacyjne), wynikające z przemieszczania sie skał do wyrobiska. Wartość tego ciśnienia jest zmienna w czasie i zależy głównie od: wyteżenia górotworu w otoczeniu wyrobiska, własności reologicznych skał, charakterystyki obudowy oraz jej współdziałania z górotworem (Sałustowicz 1965; Filcek 1963; Borecki, Kwaśniewski 1982; Szczepaniak 1995; Szczepaniak, Urbańczyk 1998). W przypadku chodników przyścianowych, czas od momentu ich wydrażenia do chwili rozpoczecja eksploatacji nie jest zbyt długi w porównaniu na przykład z wyrobiskami udostępniającymi, wiec ich zaciskanie w tym okresie nie osiąga na ogół znacznych wartości (Majcherczyk, Małkowski, Niedbalski 2006; Stachowicz, Kosonowski, Kozek 1995). Oczywiście zdarzają się przypadki, że ruchy górotworu występujące w chodnikach przyścianowych, niespowodowane oddziaływaniem eksploatacji, sa znaczace: dotyczy to na ogół wypietrzania skał spagowych (Piechota 2001b: Gawlik, Łoś 1986).

W drugim okresie, chodniki przyścianowe znajdują się w strefie wpływu prowadzonej eksploatacji, która powoduje następujące skutki w otoczeniu chodników przyścianowych (Kidybiński 1998):

- zwiększona koncentracja naprężeń ściskających w ociosach, czego wynikiem jest poszerzanie się strefy spękań,
- zwiększony w poziomie i pionie zasięg odspojenia skał stropowych, co jest związane z odkształcaniem się spękanych ociosów, na których opierają się warstwy stropowe,
- wzrost nacisku wgłębnych partii ociosu na skały spągowe, co w przypadku skał słabych może wpływać na większą intensywność ich wypiętrzania,
- duże prawdopodobieństwo wystąpienia wstrząsów górotworu, co przez dodatkowe naprężenia dynamiczne niekorzystnie może wpływać na warstwy stropowe, spągowe i ociosy wyrobiska.

Opisane zjawiska powodują, że deformacje chodników w strefie oddziaływania eksploatacji są intensywne i niejednokrotnie stwarzają trudności w prawidłowym ich utrzymaniu. Przebieg deformacji chodnika przyścianowego podczas przechodzenia z obustronnego otoczenia calizną węglową w jednostronne, a następnie obustronne otoczenie zrobami zawałowymi, jak i zmiany naprężeń w pokładzie, jakie zachodzą z uwagi na wpływ prowadzonej eksploatacji, przedstawiono na rysunku 4 (Jacobi 1967).



Rys. 4. Deformacje chodnika przyścianowego oraz zmiany naprężenia w pokładzie: a – obustronne otoczenie calizną węglową, b – jednostronne sąsiedztwo zrobów, c – druga eksploatacja, d – po drugiej eksploatacji (Jacobi 1967)

Fig. 4. Gate road deformation and stress changes in the seam: a – both-sided coal solid environment, b – one-sided gob neighbourhood, c – second mining, d – after second mining (Jacobi 1967)

Przed frontem eksploatacji mogą występować spękania w ociosach, pęknięcia w spągu oraz deformacje skał stropowych. Intensywność tych zjawisk wzrasta w miarę zbliżania się frontu ściany (rejon a). Za czołem ściany, w przypadku jednostronnego sąsiedztwa zrobów, tworzą się dodatkowe naprężenia na krawędzi pokładu, powodujące powiększanie się strefy spękań, poza tym dochodzi do osiadania skał stropowych na zrobach i często przerwania ich ciągłości (rejon b). Strop traci wtedy znaczną część nośności, oddziałując jednocześnie na krawędź calizny węglowej. W ociosie mogą powstawać ukośne spękania z przesunięciem, wskutek których części skalne mogą być wypychane do chodnika. Podczas prowadzenia drugiej ściany, kiedy chodnik przechodzi z jednostronnego w obustronne otoczenie zrobami zawałowymi, sumują się naprężenia wynikające z pierwszej, jak i drugiej eksploatacji, a ich wartość może blisko ośmiokrotnie przekraczać w narożu calizny węglowej wartość naprężeń pierwotnych (rejon c). Zarówno w rejonie c, jak i w rejonie d, kiedy chodnik znajduje się w obustronnym otoczeniu zrobami, występują duże deformacje chodnika, który trudno jest utrzymać nawet przy zastosowaniu obudowy o dużej podporności. Jedynym sposobem utrzymania wyrobiska jest jego przebudowa.

Rozpoczęcie procesu deformacji chodników przyścianowych, z uwagi na oddziaływanie prowadzonej eksploatacji, zależy w znacznym stopniu od poziomego zasjegu strefy ciśnienia eksploatacyjnego. Zasieg ciśnienia eksploatacyjnego był przedmiotem wielu badań dołowych. W warunkach górnictwa niemieckiego określono, że chodniki przyścianowe zaczynaja ulegać deformacjom w odległości od 70 do 100 m przed ściana, a 300 m za jej frontem nastepuje ustabilizowanie sje ruchów górotworu (Junker i in. 2006). W Stanach Zjednoczonych zasieg wpływu eksploatacji określa sie na około 150 m przed czołem ściany, przy czym intensywne wpływy występuja około 30 m przed ściana (Peng 2006). W warunkach górnictwa polskiego, na podstawie ankiety przeprowadzonej w 2008 roku w kopalniach, oszacowano, że wpływ eksploatacji na deformacje chodników przyścianowych jest widoczny w odległości 30-50 m przed ściana, zaś stabilizacja ruchów górotworu nastepuje od 85 do 200 m za frontem eksploatacji. Prowadzone pomiary dołowe w chodnikach przyścianowych wykazały, że poczatek wpływu ściany na wielkość deformacji tych wyrobisk może występować w odległości około 160 m, przy czym najbardziej intensywne ruchy górotworu występuja w odległości od 20 do 60 m przed ściana, a ich stabilizacja zachodzi od 60 do 200 m za jej czołem (Zyzak 1979; Krukowski, Plewka, Zajac 1985; Gawlik, Łoś 1986; Podgórski, Duży, Preidl 1987; Biłyk i in. 1988; Kabiesz, Konopko 1995: Zorvchta, Surma, Stasica 1998a, b: Kidybiński 1998; Piechota 2001b; Majcherczyk, Małkowski 2003). Opisana powyżej znaczna rozpietość poziomego zasiegu ciśnienia eksploatacji, objawiająca się inicjowaniem ruchów górotworu w chodnikach przyścianowych potwierdza, że jest ona uzależniona od wystepujacych w danym przypadku warunków geologiczno-górniczych. Jak opisano w rozdziale 1.1 zasadniczy wpływ na wielkość tego zasiegu maja: parametry wytrzymałościowe pokładu oraz skał otaczających, głębokość zalegania pokładu, a także prędkość eksploatacji.

Pojawiające się przed frontem ściany ciśnienie eksploatacyjne powoduje rozpoczęcie procesu deformacji chodników, które w miarę zbliżania się frontu ściany są coraz bardziej intensywne. Deformacje chodników mogą przebiegać w różny sposób, a o ich intensywności decyduje wiele czynników. W Stanach Zjednoczonych zwraca się uwagę na wpływ wytrzymałości skał otaczających pokład na przebieg deformacji chodników przyścianowych, między którymi pozostawia się filary węglowe (Gale 1996). W przypadku mocnego stropu i spągu (rys. 5a) w chodnikach występuje tendencja do zaciskania ociosów, zaś w przypadku słabych skał stropowych i spągowych w chodnikach przeważa wypiętrzenie spągu oraz osiadanie stropu (rys. 5b).

Doświadczenia amerykańskie pokazują także, że chodniki są bardziej stateczne w przypadku mniejszej ich szerokości oraz właściwego, najlepiej równoległego, usytuowania wyrobisk do kierunku maksymalnych naprężeń poziomych (Mark i in. 2001; Barczak 2005). Optymalne usytuowanie wyrobisk w stosunku do kierunku maksymalnych naprężeń poziomych, według opracowanego przez National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH) programu *Analysis of Horizontal Stress Effects in Mining – AHSM*¹⁾, przedstawiono na rysunku 6.

¹⁾ http://www.cdc.gov/niosh/mining/products/product2.htm



Rys. 5. Deformacje chodnika przyścianowego w przypadku mocnych (a) i słabych (b) skał otaczających pokład węgla (Gale 1996)

Fig. 5. Gate road deformations in the case of strong (a) and weak (b) rocks surrounding the coal seam (Gale 1996)



Rys. 6. Optymalne usytuowanie wyrobisk względem kierunku maksymalnych naprężeń poziomych (Program Analysis of Horizontal Stress Effects in Mining – AHSM-NIOSH): 1 – wyrobisko, 2 – kierunek naprężeń; warunki utrzymania wyrobiska: najlepsze (a), średnie (b) i najtrudniejsze (c)

Fig. 6. Optimum location of workings towards the direction of maximum horizontal stresses (Program Analysis of Horizontal Stress Effects in Mining – AHSM-NIOSH): 1 – working, 2 – stress direction; working maintaining conditions: best (a), medium (b), and most difficult (c)

Problematyce właściwego usytuowania wyrobisk w stosunku do kierunku maksymalnych naprężeń poziomych poświęca się również wiele uwagi w Wielkiej Brytanii oraz Australii. Wynika to z faktu, że w tych krajach wartość naprężeń poziomych jest większa od naprężeń pionowych (Ruppel, Opolony 2000; Hucke i in. 2006). W Wielkiej Brytanii pierwsze pomiary kierunku działania maksymalnych naprężeń poziomych przeprowadzono w warunkach dołowych w połowie lat 80. ubiegłego wieku w kopalni "Selby". Od tego okresu pomiary takie w brytyjskich kopalniach są prowadzone na bieżąco i stanowią jeden z najistotniejszych czynników w procesie projektowania obudowy wyrobisk górniczych (Bigby, Altounyan, Cassie 2006; Adams 2007).

Niewłaściwe usytuowanie chodników przyścianowych w stosunku do kierunku działania maksymalnych naprężeń poziomych może powodować większą intensywność ich deformacji na przykład w postaci osiadania stropu, co przedstawiono na rysunku 7 i fotografii 3 (Thomas 2007; Randall 2007).



Rys. 7. Przebieg deformacji stropu chodnika przyścianowego z uwagi na oddziaływanie naprężeń poziomych: 1 – oddziaływanie naprężeń w chodniku nadścianowym podczas eksploatacji, 2 – kierunek maksymalnych naprężeń poziomych, 3 – deformacja stropu w chodniku podczas eksploatacji, 4 – kierunek eksploatacji (Thomas 2007)

Fig. 7. Deformation courses of gate road roof in respect of horizontal stress impact: 1 – impact of stresses in the tail gate during mining, 2 – direction of maximum horizontal stresses, 3 – roof deformation in the road during mining, 4 – mining direction (Thomas 2007)



Fot. 3. Początek deformacji stropu w chodniku przyścianowym w kopalni "Thoresby" (Randall 2007) Phot. 3. Beginning of roof deformation in the gate road at the "Thoresby" mine (Randall 2007)

Możliwe deformacje skał stropowych w przypadku chodnika w kształcie prostokątnym, zlokalizowanego w polu prowadzonej eksploatacji ścianowej, przedstawiono na rysunku 8 (Whittles, Reddish, Lowndes 2007).

Z obserwacji i doświadczeń górnictwa brytyjskiego wynika, że strop chodnika w prostokątnym kształcie przekroju poprzecznego, może ulegać deformacji (niszczeniu) z uwagi na: działanie naprężenia poziomego (rys. 8a), ugięcie pod własnym ciężarem (rys. 8b), ścinanie warstw od naroży wyrobiska (rys. 8c) oraz dodatkowo wzdłuż płaszczyzn uławicenia (rys. 8d). Strop może opadać również do chodnika w formie bloków (rys. 8e).



Rys. 8. Przebieg deformacji stropu chodnika w polu eksploatacyjnym w przypadku: a – działania naprężenia poziomego, b – ugięcia pod własnym ciężarem, c – ścinania warstw od naroży wyrobiska, a także d – wzdłuż płaszczyzn uławicenia, e – w formie bloków opadających do chodnika (Whittles, Reddish, Lowndes 2007)

Fig. 8. Course of road roof deformation in the panel in the case of: a - horizontal stress acting, b - sag under low load, c - layer shearing from the working's edges and <math>d - along the bedding planes, e - in the form of blocks falling into the road (Wittles, Reddish, Lowndes 2007)

W warunkach górnictwa polskiego, w którym dominuje łukowy kształt przekroju porzecznego chodników przyścianowych, w celu dokładnego poznania zjawisk zachodzących w otoczeniu tych wyrobisk oraz określenia czynników wpływających na ich deformację, prowadzono różnego rodzaju badania dołowe, przy czym najczęściej dokonywano pomiarów zaciskania pionowego i poziomego, rozwarstwienia skał stropowych, czy też obciążenia obudowy chodnikowej.

Pomiary zaciskania chodników polegały na ogół na określaniu zmian odległości między punktami zastabilizowanymi w stropie, spągu i ociosach. Były one wykonywane cyklicznie w różnych odległościach od postępującego frontu ścianowego (Biliński 1968, 1989; Podgórski, Duży, Preidl 1987; Kabiesz, Konopko 1995; Kostyk, Prusek 1997; Zorychta, Surma, Stasica 1998a; Prusek, Rajwa 1999; Prusek 1999a, b, 2001, 2003a, 2004b; Duży 2001c, 2002; Prusek, Jankowski 2003). W ostatnim okresie, pod kierunkiem autora, wykonano wiele pomiarów, podczas których zaciskanie chodników przyścianowych rejestrowano w sposób ciągły z wykorzystaniem opracowanych czujników elektronicznych i laserowych (Prusek 2006b, 2008a, g; Prusek,

Lubosik 2007). Na rysunku 9 przedstawiono rezultaty ciągłego pomiaru zaciskania pionowego chodnika przyścianowego z wykorzystaniem modułu laserowego (Prusek 2008a).



Rys. 9. Wyniki ciągłego pomiaru zaciskania pionowego Z chodnika przyścianowego w kopalni "Borynia" z wykorzystaniem modułu laserowego; t – czas (Prusek 2008a)

Fig. 9. Results of continuous measurement of horizontal convergence *Z* the gate road at the "Borynia" mine using a laser module; *t* – time (Prusek 2008a)

Ruchy górotworu w chodnikach przyścianowych są dość zróżnicowane; generalnie są one większe za frontem eksploatacji. Przed frontem ściany ruchy są na ogół mniejsze, zaś chodniki w tym obszarze podlegają większej koncentracji naprężeń (Borecki 1955; Kidybiński 1998). Na podstawie zebranych w ostatnim okresie przez autora informacji z kopalń można stwierdzić, że obecnie udział zaciskania pionowego wynosi średnio około 70% wszystkich występujących deformacji chodników przyścianowych zarówno przed, jak i za czołem ściany. Pozostałe 30% deformacji stanowi zaciskanie poziome. Szacunkowo można podać również, rozpatrując średnie wartości, że 40% zaciskania pionowego stanowi osiadanie stropu, zaś 60% wypiętrzanie skał spągowych.

Osiadanie stropu w chodnikach przyścianowych jest wynikiem skomplikowanych procesów deformacyjno-zniszczeniowych, na przebieg których wpływa wiele czynników, przede wszystkim zaś budowa górotworu oraz koncentracja naprężeń, wynikająca z oddziaływania eksploatacji. Przebieg tych procesów w skałach stropowych, z uwagi na oddziaływanie prędkości postępu frontu eksploatacji, był przedmiotem badań Drzewieckiego (2004). Badając między innymi rozwarstwienia i spękania skał w odległości około 200 metrów nad stropem pokładu, autor ten stwierdził, że prędkość postępu wpływa na zasięg podziału skał stropowych w kierunku pionowym oraz poziomym. Przy małym postępie dobowym ściany zasięg tworzących się spękań i nieciągłości w stropie jest mniejszy w poziomie, zaś duży w pionie. Wzrost prędkości postępu dobowego sprawia, że zasięg strefy zniszczenia skał w stropie zwiększa się w poziomie, a maleje w kierunku pionowym. Rozwarstwienia oraz spękania, z uwagi na oddziaływanie frontu eksploatacyjnego w kilkumetrowym pakiecie skał stropowych w chodnikach przyścianowych, zostały potwierdzone również innymi badaniami (Kostyk, Prusek 1997; Prusek 1998, 1999a, b; Zorychta, Surma, Stasica 1998b; Cassie, Altounyan, Cartwright 1999; Duży 2001b; Bigby, Lewis, Lüttig 2003; Hebblewhite, Lu 2004; Thomas 2007; Majcherczyk, Małkowski 2003; Ficek, Wadas 2007).

Można stwierdzić, że wzrost naprężeń spowodowany oddziaływaniem eksploatacji powoduje niszczenie skał stropowych, zwiększając zasięg strefy odprężonej wokół chodników przyścianowych (Biliński, Kostyk 1994; Prusek 2004c). Zjawiska te wpływają na wzrost obciążenia zarówno na obudowę wyrobisk, jak i na caliznę węglową. Te dwa elementy w głównej mierze przeciwdziałają przemieszczaniu się skał stropowych do wyrobiska chodnikowego. Oddziaływanie eksploatacji powoduje również wzrost naprężeń przed ścianą w samym pokładzie, wpływając na powiększanie się strefy spękań i zmniejszanie tym samym parametrów podpornościowych calizny. Stwarza to możliwość osiadania warstw stropowych, a jedynym elementem ograniczającym ten ruch jest już tylko obudowa. Celem dokładniejszego poznania mechanizmów deformacji obudowy w chodnikach przyścianowych, w Głównym Instytucie Górnictwa, w ramach projektu MONSUPPORT, kierowanego przez autora, a finansowanego przez Fundusz Badawczy dla Węgla i Stali, opracowano system umożliwiający ciągły monitoring pracy obudowy (Prusek 2008b, g). Wyniki ciągłych pomiarów deformacji oraz obciążenia odrzwi obudowy chodnika przyścianowego przedstawiono na rysunkach 10 i 11.



Rys. 10. Deformacja odrzwi obudowy chodnika przyścianowego około 36 m przed frontem eksploatacji; s – szerokość wyrobiska, h – wysokość wyrobiska (Prusek 2008g)





Rys. 11. Wyniki pomiaru wartości siły *F* działającej na obudowę chodnika przyścianowego przed frontem eksploatacji; *t* – czas (Prusek 2008b)

Fig. 11. Measurement results of value of force F acting on the gate road support before the mining front; t – time (Prusek 2008b)

Prowadzone pomiary dołowe w chodnikach przyścianowych wykazały, że ruchy stropu przed frontem ściany są tym większe, im większa jest wytrzymałość skał stropowych, a maleją przy większej wytrzymałości pokładu oraz spągu. Za frontem ściany osiadanie stropu jest tym większe im większa jest ściśliwość zrobów, zaś jego wartość maleje wraz ze wzrostem wytrzymałości skał stropowych. Ruchy stropu zwiększają się również wraz ze wzrostem wysokości wybieranej ściany. Ponadto osiadanie stropu jest mniejsze przy mniejszych długościach ścian oraz większych prędkościach postępu (Biliński 1968; Biliński, Kostyk 1992; Biliński, Dreinert, Kostyk 1996). Korzystny wpływ wzrostu prędkości postępu ściany na ograniczenie osiadania stropu, jak i całkowitego zaciskania pionowego, potwierdziły również wyniki badań modelowych (Borecki, Biliński, Kidybiński 1962) oraz inne badania i obserwacje dołowe (Kabiesz, Konopko 1995; Piechota 2001b).

Ruchy skał stropowych w chodnikach przyścianowych mogą zostać ograniczone przez zastosowanie odpowiedniej obudowy mającej znaczną podporność (Biliński, Kostyk 1992). Zauważyć jednak należy, że z uwagi na duże wartości zaciskania, w procesie projektowania obudowy chodników przyścianowych musi być uwzględniana również jej podatność (Prusek 2007a; Barczak i in. 2004; Barczak 2000, 2005, 2006). Optymalnym rozwiązaniem dotyczącym obudowy chodników przyścianowych wydają się być obudowy mieszane podporowo-kotwiowe (Kidybiński 1997; Głuch 2000c; Kubek, Grycman, Szurman 2004; Zimonczyk i in. 2006; Ficek, Wadas 2007; Piechota, Korzeniowski, Stachowicz 2000; Piechota 2001a; Nierobisz 2008). Zastosowanie dodatkowej obudowy kotwiowej powoduje, w odróżnieniu od pasywnej obudowy podporowej, aktywne oddziaływanie na górotwór, co może być korzystne z uwagi na ograniczanie jego procesów deformacyjno-odkształceniowych w strefach wpływów eksploatacji.

O wielkości deformacji chodników przyścianowych w wielu przypadkach w największym stopniu decyduje wypiętrzanie skał spągowych, gdyż jego udział w zaciskaniu pionowym wyrobisk może wynosić nawet od 70 do 90% (Drzewiecki i in. 1986a, b; Piechota 2001b; Junker i in. 2006).

Wypiętrzanie skał spągowych jest pojęciem ogólnym, w którym z uwagi na przyczynę tego zjawiska, wyróżnia się (Smołka 1977, 1978):

- pęcznienie wypiętrzanie skał spągowych do wyrobiska chodnikowego przez zwiększanie objętości niektórych minerałów ilastych w wyniku wchłaniania wody,
- wyciskanie mechaniczne wypiętrzanie skał spągowych do wyrobisk chodnikowych w wyniku oddziaływania ciśnień górotworu, przekraczających wytrzymałość skał oraz powodujących zniszczenie ich struktury,
- rozmakanie specyficzna odmiana wypiętrzania polegająca na osłabieniu własności wytrzymałościowych skał spągowych w wyniku oddziaływania wody powodującej rozmakanie i zmniejszenie wewnętrznej spójności skały.

Wypiętrzenie skał spągowych do wyrobiska może być również następstwem tąpnięcia (Drzewiecki i in. 1986a, b; Parysiewicz 1967).

Wypiętrzanie może przybierać różne formy. Na rysunku 12 przedstawiono przykłady różnych kształtów konturu wypiętrzonych skał wraz z deformacją obudowy (Smołka 1977, 1978).



Rys. 12. Przykłady kształtu konturu wypiętrzania skał spągowych oraz deformacji obudowy: a – wypiętrzanie równomierne na całej szerokości wyrobiska, b – wypiętrzanie ciągłe, symetryczne, c – wypiętrzanie ciągłe niesymetryczne, d – wypiętrzanie nieciągłe, symetryczne, e – wypiętrzanie nieciągłe, niesymetryczne, f – wypiętrzanie z bocznym, symetrycznym zaciskaniem obudowy, g – wypiętrzanie z bocznym, niesymetrycznym zaciskaniem obudowy, h – wypiętrzanie z silnym podcinaniem łuków ociosowych obudowy (Smołka 1977, 1978)

Fig. 12. Examples of contour shape of floor rock heave and support deformation: a - even heave at the entire working's width, b - continuous, symmetric heave, c - continuous, asymmetric heave, d - discontinuous, symmetric heave, e - discontinuous, asymmetric heave, f - heave with lateral, symmetric support clamping, g - heave with asymmetric support clamping, h - heave with strong undercutting of sidewall support arches (Smołka 1977, 1978)

Przykład d z rysunku 12 wypiętrzania skał spągowych w chodniku przyścianowym przedstawiono na fotografii 4.



Fot. 4. Wypiętrzanie skał spągowych nieciągłe, symetryczne w chodniku przyścianowym (fot. autora) Phot. 4. Discontinuous, symmetric floor rock heave in a gate road (author's photograph)

W warunkach GZW najczęstszym rodzajem deformacji skał spągowych jest ich wyciskanie (Smołka 1978). Głównym czynnikiem powodującym wyciskanie skał do chodników jest koncentracja naprężeń pionowych w ociosach, spowodowana w przypadku chodników przyścianowych, oddziaływaniem frontu eksploatacji. Wskutek tego wypiętrzanie spągu zachodzi w chodnikach bezpośrednio przed frontem eksploatacji, następnie zaś nasila się w strefie intensywnych ruchów górotworu za frontem ściany (Kidybiński 1982; Nawrat, Straś 1996). Na rysunku 13 pokazano schemat warunków naruszenia spągu wyrobiska wskutek koncentracji naprężeń w ociosach.



Rys. 13. Schemat naruszenia spągu wyrobiska korytarzowego wskutek koncentracji naprężeń w ociosach: 1 – koncentracja naprężeń w ociosie, 2 – ciśnienie pierwotne, 3 – strefa obciążenia, 4 – strefa zniszczenia, 5 – strefa wydźwignięcia (Kidybiński 1982)

Fig. 13. Scheme of floor disturbance of gate road as a result of stress concentration in sidewalls: 1 – stress concentration in the side wall, 2 – initial pressure, 3 – load zone, 4 – destruction zone, 5 – lifting zone (Kidybiński 1982)

Koncentracja pionowych naprężeń ściskających w ociosach powoduje wzrost nacisku na skały spągowe (strefa obciążenia), niszczenie struktury skał (strefa zniszczenia), a następnie ich wyciskanie (strefa wydźwignięcia) do niezabudowanej przestrzeni wyrobiska. Do głównych czynników wpływających na wypiętrzanie skał spągowych można zaliczyć (Smołka 1978; Smołka, Żywirski 1979; Kidybiński 1982; Drzewiecki i in. 1986a, b; Nawrat, Straś 1996):

- wzrost koncentracji naprężeń ściskających w ociosach, szczególnie w strefach zasięgu eksploatacji,
- niekorzystny układ naprężeń w otoczeniu wyrobiska korytarzowego (w ociosach następuje wzrost naprężeń ściskających, zaś w spągu powstają naprężenia rozciągające),
- parametry wytrzymałościowe skał spągowych i ociosów,
- kształt przekroju poprzecznego i wymiary wyrobiska (głównie szerokość),
- wrażliwość skał spągowych na oddziaływanie wody.

Ponadto badania dołowe wskazują na powiązanie wielkości wypiętrzania skał spągowych z ruchami stropu. Wypiętrzanie spągu jest przy tym większe, im większa jest wytrzymałość calizny węglowej w stosunku do wytrzymałości spągu (Biliński, Kostyk 1992; Biliński, Dreinert, Kostyk 1996).

Z uwagi na to, że wypiętrzanie skał spągowych może powodować poważne utrudnienia w użytkowaniu chodników przyścianowych, przez wiele lat prowadzono badania nad skutecznymi metodami ograniczającymi to zjawisko. Metody te polegały na przykład na wykonywaniu robót strzałowych w ociosach chodników lub w strefie podociosowej, co miało wpływać na dekoncentrację występujących tam naprężeń (Smołka 1977, 1978; Smołka, Żywirski 1979; Żywirski 1984; Drzwiecki i in. 1986a, b; Sepiał i in. 1987; Szczepaniak, Urbańczyk 1996). Z innych sposobów, prowadzących do ograniczenia ruchu skał spągowych do wyrobiska, można wymienić zastosowanie kotwienia oraz iniekcji jako działań odrębnych lub łącznych (Nawrat, Straś 1996; Oleksy, Chmurko, Matuszewski 1996; Nawrat, Banszel, Straś 1997; Niezgoda, Straś, Dudek 1997; Stachowicz i in. 1997; Drzewiecki i in. 1986a, b; Grzybek 1995, 1996; Rak, Stasica, Stopyra 1996; Kłeczek, Napieracz, Trelenber 2003; Thomas, Wagner 2006; Niełacny, Setlak, Siodłak 2008; Szczepaniak, Urbańczyk 1994).

Ostatnim rodzajem deformacji obserwowanych w chodnikach przyścianowych jest zaciskanie poziome związane z niszczeniem struktury skał w ociosach wyrobiska. Zjawisko to występuje szczególnie w przypadku niskich parametrów wytrzymałościowych węgla, który najczęściej tworzy ociosy w chodnikach przyścianowych, oraz występowania w stropie i spągu wyrobiska skał bardziej wytrzymałych. W takiej sytuacji, spowodowanej oddziaływaniem eksploatacji, koncentracja naprężeń w ociosach prowadzi do niszczenia ich struktury i przemieszczania skał do wyrobiska.

Na podstawie praktycznych doświadczeń oraz zaistniałych wypadków w kopalniach amerykańskich wyróżniono zasadniczo dwie formy deformacji ociosów chodników przyścianowych w postaci kruchego zniszczenia lub niszczenia w formie bloków i płyt – rysunek 14 (Smith 1992).



Rys. 14. Schematy niszczenia ociosów chodnika przyścianowego: a – kruche zniszczenie, b – zniszczenie w formie płyt lub bloków (Smith 1992)

Fig. 14. Schemes of gate road sidewall destruction: a – brittle destruction, b – destruction in the form of plates or blocks (Smith 1992)

Do głównych czynników decydujących o mechanizmach niszczenia ociosów w chodniku zaliczono (Smith 1992):

- rozkład naprężeń panujący wokół wyrobiska,
- orientację i intensywność występowania spękań i płaszczyzn łupliwości w pokładzie,
- wytrzymałość węgla,
- kształt przekroju poprzecznego wyrobiska.

W przypadku pokładu węgla spękanego w nieznacznym stopniu, ociosy chodników deformują się w formie odspajających się płyt lub bloków. Kiedy występujący w ociosach wyrobiska węgiel jest mocno spękany, wówczas najczęściej ma się do czynienia z kruchym zniszczeniem. Zwraca się również uwagę na zależność stabilności ociosów od orientacji linii czoła przodka w stosunku do płaszczyzn łupliwości, co potwierdzają badania brytyjskie (Farmer 1986).

Szerokie badania modelowe w zakresie form deformacji ociosów w chodnikach zlokalizowanych w pokładzie węglowym prowadzono w Niemczech (Buschmann 1970; Jacobi 1976; Junker i in. 2006). Wykazały one, że w ociosach chodników mogą występować różnego typu pęknięcia, przy czym często przybierają one kształt klinów (fot. 5).



Fot. 5. Spękania w ociosach chodnika – badania modelowe (DMT, Niemcy) Phot. 5. Fractures in road sidewalls – model tests (DMT, Germany)

Spękane ociosy, przesuwające się do chodnika, oddziaływują na zastosowaną w nim obudowę, co w przypadku obudowy stalowej łukowej oraz kotwiowej przedstawiono na rysunku 15. Charakter oddziaływania zależy od pionowego zasięgu deformacji tworzących się w ociosach chodnika (Junker i in. 2006).



Rys. 15. Oddziaływanie spękanych ociosów na obudowę łukową i kotwiową w chodniku (Junker i in. 2006)Fig. 15. Impact of fractured sidewalls on arch support and roofbolting in a road (Junker et al. 2006)

W przypadku obudowy stalowej łukowej zaciskanie poziome często powoduje znaczne przemieszczenia łuków ociosowych do przestrzeni wyrobiska. W takich sytuacjach dochodzi niejednokrotnie do niszczenia łuków stropnicowych w strzałce chodnika (fot. 6a). Charakterystyczną formę deformacji obudowy stalowej łukowej, spowodowaną zaciskaniem poziomym, przedstawiono na fotografii 6b (Prusek, Tor, Rotkegel 2008).



Fot. 6. Przykład deformacji obudowy chodnika przyścianowego z uwagi na zaciskanie poziome (Prusek, Tor, Rotkegel 2008) Phot. 6. Example of gate road support deformation on account of horizontal convergence

(Prusek, Tor, Rotkegel 2008)

Deformacje poziome mogą stwarzać problemy, zwłaszcza przy znacznych wysokościach chodników, kiedy w ich ociosach występuje węgiel. Na rysunku 16 przedstawiono przebieg zaciskania poziomego w chodniku przyścianowym o wysokości 3,7 m, wykonanym w samodzielnej obudowie kotwiowej w kopalni "Daw Mill", Wielka Brytania (Bowler, Betts, Altounyan 2008). W chodniku w każdym z ociosów węglowych stosowano cztery kotwie długości 1,8 m.



Rys. 16. Przebieg zaciskania poziomego chodnika przyścianowego w różnych odległościach *d* od czoła ściany; *M* – zaciskanie poziome, 135–110 – numery rozwarstwieniomierza (Bowler, Betts, Altounyan 2008)



W celu ograniczenia zaciskania poziomego, którego wartość maksymalna przekraczała 600 mm, zastosowano spinanie ociosów za pomocą specjalnych taśm, które były przykotwione do spągu i stropu, a następnie napinane (fot. 7a) oraz system "Rib Guards", tj. zabezpieczanie ociosów za pomocą metalowych elementów (fot. 7b), których końce są przykotwione do stropu i ociosu.



Fot. 7. Sposoby zabezpieczania ociosów chodnika przyścianowego w kopalni "Daw Mill": a – napinane taśmy na ociosach chodnika, b – system "Rib Guards" (Bowler, Betts, Altounyan 2008)

Phot. 7. Sidewall protection methods at the "Daw Mill" mine: a – stretched belts on road sidewalls, b – "Rib Guards" system (Bowler, Betts, Altounyan 2008)

Ponadto, w celu poprawy utrzymania ociosów chodnika, planowano zastosowanie kotwi o zwiększonej średnicy i długości, budowanych zarówno w stropie, jak i ociosach.
Dla kopalń węgla kamiennego w Australii, w celu zapewnienia bezpieczeństwa eksploatacji oraz właściwej stabilności ociosów w chodnikach przyścianowych, została opracowana metoda ADRS (*Analysis and Design of Rib Support*). Podstawą opracowanej metody były doświadczenia górnictwa australijskiego oraz wykonane w tym kraju pomiary przemieszczeń ociosów oraz zmian ciśnienia w chodnikach przyścianowych z uwagi na oddziaływanie frontu eksploatacji. Zastosowanie metody ADRS umożliwia, dla określonych warunków eksploatacji, dobranie optymalnego schematu obudowy ociosów chodnika przyścianowego (Colwell, Mark 2005).

W Polsce znaczny udział zaciskania poziomego w deformacji chodników przyścianowych występuje szczególnie w kopalni "Bogdanka" (Krukowski, Plewka, Zając 1985; Biłyk i in. 1988; Piechota 2001b) oraz w kopalniach Jastrzębskiej Spółki Węglowej SA. Najczęściej stosowanym rozwiązaniem ograniczającym tę formę deformacji jest przykotwianie łuków ociosowych do skał spągowych, czy też zakładanie spągnic. W ramach realizacji wspólnego projektu celowego, pod kierunkiem autora, opracowano nową konstrukcję obudowy dla chodników przyścianowych kopalń Jastrzębskiej Spółki Węglowej SA (Prusek, Tor, Rotkegel 2008). Obudowa ta o nazwie ŁPCBor jest wykonywana ze stali o zwiększonych parametrach mechanicznych, a jej konstrukcja oraz zastosowane dodatkowe elementy oporowe (fot. 8) ograniczają zaciskanie poziome w chodnikach przyścianowych.





Oprócz badań zmierzających do zmian konstrukcji obudowy – działania ograniczające zaciskanie poziome chodników mogą dotyczyć wzmacniania ociosów wyrobiska, na przykład przez kotwienie czy też iniekcję środkami chemicznymi (Smith 1992). Należy dążyć również do zmniejszenia nacisku skał stropowych na ociosy, co można osiągnąć na przykład przez zastosowanie dodatkowej obudowy kotwiowej. Korzystny wpływ zastosowania dodatkowej obudowy kotwiowej na ograniczenie zaciskania poziomego chodników potwierdzają doświadczenia i badania niemieckie (Langosh 2001).

2. METODY PROGNOZY DEFORMACJI CHODNIKÓW PRZYŚCIANOWYCH

Badaniem zjawisk zachodzących w chodnikach przyścianowych, a w szczególności ruchów górotworu spowodowanych oddziaływaniem frontu eksploatacyjnego, zajmowali się naukowcy zarówno w zagranicznych, jak i krajowych ośrodkach badawczych. Stwierdzić można, że wśród metod prognozowania deformacji chodników przyścianowych dominują metody bazujące na zależnościach empirycznych, wyprowadzonych na podstawie wyników pomiarów dołowych. Jako przykłady należy wymienić badania prowadzone w ubiegłym stuleciu we Francji, Niemczech oraz w Polsce.

W kopalniach francuskich liczne pomiary deformacji chodników przyścianowych były wykonywane przez Schwartza (Schwartz, Buisson, Dubois 1958; Schwartz 1960). Przyjął on, że krzywe zaciskania chodników mają przebieg zbliżony do krzywych logarytmicznych, przy czym można wyodrębnić pewną krzywą podstawową, ważną dla wszystkich wyrobisk chodnikowych. Autor ten wyróżnił zaciskanie pionowe chodnika w okresie: jego drążenia, zbliżania się frontu ściany, a następnie jej przejścia. Zaciskanie chodnika przyścianowego według Schwartza zależy zasadniczo od czasu, czynników naturalnych (głębokości, parametrów wytrzymałościowych skał) oraz czynników górniczych (podporności obudowy, prędkości postępu). Badaniami deformacji chodników przyścianowych zajmował się również inny uczony francuski Raffoux (Jacobi 1976), który stwierdził, że o ich zaciskaniu decyduje sposób kierowania stropem, wysokość ściany oraz odległość od jej czoła. Rozróżnił on zaciskanie w chodniku po stronie ściany oraz po stronie przeciwległego ociosu; dla przykładu podał, że przy jednostronnym sąsiedztwie zrobów, w tej samej odległości od frontu ściany, konwergencja w chodniku wyniesie:

- od strony ściany 0,6*qM*;
- od strony przeciwległego ociosu 0,3*qM*, gdzie:
 - M miąższość wybieranego pokładu, m;
 - q tzw. współczynnik pustki po wybranym pokładzie, który dla zawału wynosi
 1,0, dla podsadzki pneumatycznej 0,5, dla podsadzki hydraulicznej 0,2.

Raffoux w swoich rozważaniach uwzględnił również wpływ prędkości eksploatacji i głębokości na wartość zaciskania chodników. Sformułował równanie do obliczania wartości zaciskania – K_1 [m], od strony ściany, przy jednostronnym sąsiedztwie zrobów

$$K_1 = AqM \tag{1}$$

gdzie A – współczynnik, którego wartość zależy od prędkości eksploatacji (v) oraz głębokości (G) – odczytywany z wykresu (rys. 17).



Rys. 17. Wartości współczynnika A w zależności od prędkości eksploatacji v i głębokości G (Jacobi 1976) Fig. 17. Value of factor A according to mining velocity v and depth G (Jacobi 1976)

Z wykresu wynika, że wzrost prędkości postępu ściany powoduje, według Raffoux'a, zmniejszenie wartości czynnika A, który po wstawieniu do wzoru na wartość K_1 zmniejsza wartość zaciskania. Przy większych głębokościach, dla stałej prędkości eksploatacji, wartość A wzrasta, powodując wzrost wartości zaciskania.

Badania przebiegu zaciskania wyrobisk korytarzowych, w tym chodników przyścianowych, były i są nadal prowadzone w szerokim zakresie w górnictwie niemieckim. Na podstawie wyników pomiarów i obserwacji dołowych, jak również na podstawie laboratoryjnych badań modelowych, opracowano praktyczne zależności empiryczne, pozwalające na prognozę zaciskania chodników przyścianowych. Wyróżniono w tych wyrobiskach zaciskanie w okresie, kiedy pozostają one poza wpływami eksploatacji oraz kiedy przebieg zaciskania jest związany już bezpośrednio z oddziaływaniem frontu eksploatacji (Junker i in. 2006). W pierwszym okresie drążenia chodników zaciskanie zależy głównie od głębokości i związanego z nią ciśnienia pierwotnego oraz od wytrzymałości skał spągowych. Dodatkowo, po ustabilizowaniu się zaciskania za czołem drążonego chodnika, może występować zaciskanie związane z własnościami reologicznymi skał (np. pełzaniem), którego wartość jest zależna od: czasu, ciśnienia pierwotnego, czy wytrzymałości skał spągowych (te Kook 1983, 1986; Junker i in. 2006). Konwergencja chodnika zależy również od rodzaju i podporności zastosowanej obudowy (Kammer 1988, 1991, 1996; Junker i in. 2006).

Po okresie drążenia i zaciskaniu, wynikającym na przykład z własności reologicznych górotworu, w chodnikach przyścianowych występują deformacje związane z oddziaływaniem frontu eksploatacyjnego. Przeprowadzone badania wykazały związek między przyrostem ciśnienia z uwagi na oddziaływanie eksploatacji a przebiegiem zaciskania chodników przyścianowych. Zauważono, że przebieg zmian tych wielkości w chodnikach jest bardzo zbliżony (Jacobi 1967, 1976; Noltze 1979, 1981) – rysunek 18.



Rys. 18. Przebieg konwergencji i ciśnienia w otoczeniu chodnika przyścianowego: d – odległość od ściany, Δp – przyrost ciśnienia, K – konwergencja w procentach wysokości początkowej (Noltze 1981)

Fig. 18. Convergence and pressure course in the gate road environment: d – distance from the longwall, Δp – pressure increase, K – convergence in per cent of initial height (Noltze 1981)

Na podstawie badań i obserwacji dołowych podano zależność empiryczną do obliczania podstawowego zaciskania K_0 chodników przyścianowych (Götze, Kammer 1976; Jacobi 1976; Nyga 1987; Kammer 1980). Zależność ta ulegała modyfikacjom, a jej postać różniła się dla różnych regionów eksploatacji w Niemczech. W jednej z ostatnich publikacji zależność ta ma postać (Junker i in. 2006)

$$K_0 = -78 + 0,066 T + 4,3 SVM + 24,3 \sqrt{-4 \cdot \ln\left(\frac{\beta_{D\min} + 34}{168}\right)}$$
(2)

gdzie:

- K_0 konwergencja chodnika w procentach wysokości początkowej;
- T głębokość eksploatacji, m;
- M miąższość wybieranego pokładu, m;
- SV liczba, zależna od rodzaju ochrony chodnika na krawędzi zrobów;
- β_{Dmin} minimalna wytrzymałość na ściskanie skał w stropie lub spągu chodnika, MPa.

Zależność (2) umożliwia obliczanie podstawowego pionowego zaciskania chodnika drążonego przed ścianą zawałową prowadzoną do pola, pozostającego poza wpływami zaszłości eksploatacyjnych oraz przy zastosowaniu obudowy łukowej i wykładki kamiennej. W innych przypadkach zaciskanie chodnika *K* oblicza się z uwzględnieniem zaciskania podstawowego K_0 i odpowiednich współczynników korygujących (Kammer 1980; Betriebsempfehlung 1982; Nyga 1987; Junker i in. 2006)

$$K = (K_0 + K_{SF})F_{SF}F_{KB}F_{AK}F_{BH}$$
(3)

gdzie:

K – zaciskanie pionowe w procentach wysokości początkowej chodnika,

 K_0 – zaciskanie podstawowe w procentach wysokości początkowej chodnika,

 K_{SF} – dodatkowe zaciskanie zależne od prowadzenia ściany,

 F_{SF} – współczynnik zależny od prowadzenia ściany,

 F_{KB} – współczynnik zależny od szerokości filara węglowego,

 F_{AK} – współczynnik zależny od krawędzi eksploatacyjnych,

 F_{BH} – współczynnik zależny od wykładki obudowy.

Zaciskanie podstawowe K_0 dotyczy przypadku eksploatacji jednostronnej i prowadzenia chodnika przed frontem ściany. Wartość zaciskania K_0 odpowiada zaciskaniu końcowemu w odległości 300 m za ścianą. W innych przypadkach prowadzenia eksploatacji zaciskanie może być większe lub mniejsze od podstawowego, co uwzględniono w równaniu (3), a graficznie przedstawiono na rysunku 19 (Betriebsempfehlung 1982).



* Wartość prawdopodobna, konieczne dalsze badania.

Rys. 19. Zaciskanie pionowe chodników przyścianowych w zależności od sposobu eksploatacji: 1 – eksploatacja jednostronna, 2 – eksploatacja dwustronna, 3 – filar węglowy, a – eksploatacja od pola, b – chodnik wyprzedzający, c – chodnik drążony ze ścianą, d – chodnik drążony za ścianą (Betriebsempfehlung 1982)

Fig. 19. Vertical convergence of gate roads according to the mining method: 1 – one-sided mining, 2 – two-sided, 3 – coal pillar, a – retreat mining, b – advancing road, c – road driven with the longwall, d – road driven behind the longwall (Betriebsempfelung 1982)

Na zaciskanie pionowe chodników wpływa rodzaj wykładki stosowanej między wyłomem a obudową. W przypadku stosowania wykładki mechanicznej wartość zaciskania zmniejsza się, gdyż współczynnik F_{BH} wynosi 0,67 (Junker i in. 2006). Zgodnie z równaniem (3) zaciskanie chodnika zależy również od szerokości filara węglowego, jeśli taki jest pozostawiany przy chodniku, oraz oddziaływania krawędzi eksploatacji (Kammer 1980; Betriebsempfehlung 1982). Wpływ szerokości filara węglowego na zmianę wartości współczynnika F_{KB} , a więc pośrednio na zaciskanie pionowe (3), przedstawiono na rysunku 20.



Rys. 20. Wpływ szerokości filara węglowego f na wartość współczynnika $F_{\kappa B}$ (Betriebsempfehlung 1982)

Fig. 20. Impact of coal pillar width f on the value of coefficient F_{KB} (Betriebsempfelung 1982)

Z rysunku 20 wynika ciekawy wniosek, że zaciskanie chodnika wzrasta do szerokości filara równej około 25 m, po czym wpływ ten zaczyna się zmniejszać, przy szerokości 50 m współczynnik F_{KB} osiąga wartość początkową.

Zaciskanie chodnika przyścianowego może wzrastać z uwagi na oddziaływanie krawędzi eksploatacji, co w równaniu (3) przez współczynnik F_{AK} jest uzależnione głównie od jej pionowej odległości (Kammer 1980). Wpływ zaszłości eksploatacyjnych na konwergencję chodnika może być uwzględniany również przez współczynnik obciążenia *B* obliczany na podstawie zmian naprężeń w otoczeniu chodnika z uwagi na oddziaływanie zaszłości eksploatacji (Everling, Jubt 1983; Junker i in. 2006).

Analizując pionowe zaciskanie chodników przy różnych sposobach prowadzenia eksploatacji, w oparciu o pomiary i obserwacje dołowe stwierdzono, że w zaciskaniu tym przeważa wypiętrzenie spągu w stosunku do osiadania stropu. Na rysunku 21 przedstawiono udział względnego wypiętrzenia spągu w zaciskaniu pionowym (Kammer 1980).

Wyszczegól- nienie	(a)	(b)	(c)	(d)	
14	↓ 0,74	↓ Π 0,76	4 0,83	0,91	
1					
1000	0,74	0,76	0,33	0,44	
2					
		0,76	0,83	0,91	
3					

Rys. 21. Udział wypiętrzenia spągu w zaciskaniu pionowym chodników przyścianowych; objaśnienia jak na rysunku 19 (Kammer 1980)

Fig. 21. Share of floor heave in vertical convergence of gate roads; explanations as in Fig. 19 (Kammer 1980)

Oprócz zaciskania pionowego oblicza się również zaciskanie poziome chodników związane z przemieszczaniem się ociosów. W przypadku zaciskania poziomego przed frontem ściany, kiedy w obu ociosach wyrobiska występuje węgiel, zaciskanie poziome *SW* można obliczyć z zależności (Junker i in. 2006)

$$SW = 0,68K \tag{4}$$

gdzie:

SW – zaciskanie poziome, %;

 K – zaciskanie pionowe w procentach wysokości początkowej chodnika, obliczone według wzoru (3).

Opisane zależności dotyczą deformacji chodnika przyścianowego w przypadku prowadzenia jednej ściany zawałowej. Prowadzono również badania przebiegu zaciskania chodników przyścianowych w przypadku wpływu eksploatacji dwóch ścian zawałowych – rysunek 22 (Nyga 1987).



Rys. 22. Przebieg zaciskania pionowego chodnika przyścianowego w przypadku prowadzenia dwóch ścian zawałowych; *d* – odległość od czoła ściany, *K* – konwergencja, 1 – pierwsza ściana, 2 – druga ściana (Nyga 1987)
 Fig. 22. Course of vertical convergence of gate road in the case of two caving longwalls operation; *d* – distance from the longwall face, *K* – convergence, 1 – first longwall, 2 – second longwall (Nyga 1987)

Z rysunku wynika, że zaciskanie pionowe chodnika za frontem pierwszej ściany osiągało wartość maksymalną K_E w odległości 300 m za ścianą. Przed pierwszą ścianą konwergencja wynosiła odpowiednio: $0,2K_E$ w rejonie czoła ściany, $0,4K_E - 10$ m za ścianą, $0,65K_E - 60$ m za ścianą i $0,82K_E - 100$ m za ścianą. Po wystąpieniu zaciskania K_E następował dalszy wzrost zaciskania chodnika z uwagi na oddziaływanie drugiej ze ścian. W tym przypadku, maksymalne zaciskanie pionowe chodnika można

obliczyć

z zależności:

• dla chodnika likwidowanego 10 m za czołem drugiej ściany

$$K_{ZR} = 1,3K_E + 10\% \tag{5}$$

• dla chodnika utrzymywanego w odległości 300 m za czołem drugiej ściany

$$K_{ZR} = 1,3K_E + 30\% \tag{6}$$

Badania wykazały również, że na przebieg zaciskania chodnika przyścianowego w przypadku prowadzenia dwóch ścian zawałowych, mają wpływ: sposób drążenia chodnika, rodzaj wykładki oraz zastosowanie dodatkowej obudowy kotwiowej. W przypadku prowadzenia chodnika jednym przodkiem ze ścianą lub wygradzania za ścianą, zastosowania wykładki mechanicznej oraz obudowy kotwiowej – występuje znaczące zmniejszenie zaciskania chodnika (Nyga 1987).

Opisane zależności empiryczne dla górnictwa niemieckiego są ciągle rozwijane i weryfikowane na podstawie prowadzonych pomiarów dołowych. Przykładem takiego rozwoju i modyfikacji mogą być wprowadzone pojęcia konwergencji stropu w strefie kotwienia (*FKA*), czy też w obszarze szczelin powyżej zakotwionego obszaru (*FKK*), wykorzystywane w programie CONVERSYS (Kulassek 2004).

Badania dołowe zaciskania chodników przyścianowych prowadzono również w warunkach polskiego górnictwa, a na podstawie rezultatów pomiarów opracowywano zależności do prognozy deformacji wyrobisk.

Na podstawie wyników pomiarów dołowych stwierdzono, że zaciskanie chodników przyścianowych jest zależne od czasu ich utrzymywania oraz głębokości lokalizacji. W przypadku lokalizacji chodników w skałach o niskich parametrach wytrzymałościowych opracowano zależności empiryczne opisujące przebieg procesu zaciskania (Chudek i in. 1987)

$$Z = (-199,17H^2 + 180,49H - 39,4)t + (361,67H^2 - 285,24H + 65,54)$$
(7)

gdzie:

- Z zaciskanie pionowe wyrobiska wyrażone w procentach początkowej wysokości wyrobiska;
- H głębokość lokalizacji wyrobiska, km;
- t czas użytkowania wyrobiska w latach.

Niedogodna postać wzoru (7) do obliczeń oraz rozrzut uzyskiwanych wyników badań w granicach 15–17% spowodowały, że zaproponowano, aby do prognozy stosować zależność uproszczoną (Chudek i in. 1987)

$$Z = 41H + 0.5t - 15 \tag{8}$$

Rozrzut wyników uzyskiwanych za pomocą tej zależności waha się w granicach 12% w stosunku do wartości średnich.

Dzięki przeprowadzonym badaniom modelowym opisano analitycznie straty przekrojów poprzecznych chodników przyścianowych oraz sporządzono wykresy, które stanowią prognozę ich zaciskania – rysunek 23.



Rys. 23. Prognozy strat przekrojów poprzecznych chodników przyścianowych utrzymywanych w jednostronnym otoczeniu zrobów: ΔS – strata przekroju poprzecznego, H – głębokość zalegania chodnika, η – wielkość błędu możliwego do popełnienia w stosunku do wielkości pomierzonych (Chudek i in. 1987)

Fig. 23. Loss predictions of cross-sections of gate roads maintained in one-sided gob environment: ΔS – crosssection loss, H – depth of road occurrence, η – magnitude of possible error in relation to measured magnitudes (Chudek et al. 1987)

Na podstawie opracowanej grupy wykresów oraz zależności analitycznych jest możliwa prognoza strat przekrojów poprzecznych chodników przyścianowych w kolejnych okresach ich użytkowania, tj. od momentu wydrążenia do wpływów eksploatacji. Podobny nomogram, opracowany na podstawie badań modelowych, pozwalający na określanie strat przekroju poprzecznego wyrobisk utrzymywanych w otoczeniu zrobów zawałowych przy różnych szerokościach pasów przychodnikowych, można znaleźć również w publikacji (Pach, Stanisz, Konior 2001).

Badania górotworu w otoczeniu chodników przyścianowych za pomocą reperów umieszczonych na różnych głębokościach w stropie, ociosach i spągu pozwoliły na stwierdzenie, że w otoczeniu tych wyrobisk tworzy się strefa, w której skały ulegają przemieszczeniom. Przemieszczenia te są wynikiem zmian objętości masywu skalnego. Na podstawie przeprowadzonych badań i otrzymanych wyników wyznaczono wzór pozwalający na określenie współczynnika zmian objętościowych górotworu w stropie chodnika, w zależności od odległości od czoła ściany oraz od odległości od obrysu wyłomu wyrobiska (Podgórski, Duży 1990)

$$K = \frac{\alpha}{r^2} \left[1 + \text{tgh}\beta(x - \Delta) \right]$$
(9)

gdzie:

K – współczynnik zmian objętościowych górotworu,

 α, β, Δ – parametry funkcji wyznaczane z pomiarów, zależne od wytrzymałości skał na ściskanie, ciśnienia pierwotnego i podporności obudowy,

- r bezwymiarowa wartość odległości rozpatrywanego punktu masywu od środka wyrobiska,
- x odległość analizowanego przekroju wyrobiska od czoła ściany, m.

Dodatkowo określono również zależności między współczynnikiem zmian objętościowych górotworu w stropie chodnika (9) a współczynnikami zmian objętościowych w ociosie i spągu. Wykorzystując zależności określające zmiany objętościowe skał jest możliwe obliczenie przemieszczeń masywu wokół chodników przyścianowych.

Po przeprowadzeniu pomiarów dołowych zaciskania chodników przyścianowych, na podstawie analizy przebiegu tych deformacji, wyznaczano różne postaci funkcji aproksymujących:

• dla chodnika w obustronnym otoczeniu calizną węglową, jak też w warunkach jednostronnego otoczenia zrobami (Duży 2001a, b)

$$z = a\{1 + \operatorname{tgh}[b(x+c)]\}$$
(10)

gdzie:

z – zaciskanie wyrobiska, m;

x – odległość analizowanego przekroju wyrobiska od czoła ściany, m;

a, *b*, *c* – parametry funkcji wyznaczane empirycznie, zależne od wytrzymałości skał stropowych, podporności obudowy i prędkości postępu ściany;

dla chodnika przyścianowego drążonego przed czołem ściany (Chudek, Duży 2002)

$$Z_{H} = a + \{g tgh[c(t-d)]\} + 10gt^{b}$$
(11)

gdzie:

 Z_H – zaciskanie pionowe wyrobiska, mm;

g – grubość eksploatowanego pokładu, m;

t - czas istnienia wyrobiska, doby;

- a, b, c, d parametry funkcji wyznaczane empirycznie;
- dla chodnika przyścianowego drążonego w rejonie i za czołem ściany (Chudek, Duży 2002)

$$Z_H = 50gt^b \tag{12}$$

gdzie:

 Z_H – zaciskanie pionowe wyrobiska, m;

g – grubość eksploatowanego pokładu, m;

t - czas istnienia wyrobiska, doby;

- b parametr funkcji wyznaczany empirycznie;
- dla chodnika przyścianowego przed czołem ściany (Kabiesz, Konopko 1995)

$$k = a + b(l+c)^d \tag{13}$$

gdzie:

k – zaciskanie w osi chodnika, przy jego ociosie, lub zaciskanie poziome, mm; a, b, c, d – współczynniki liczbowe aproksymujące rozkład punktów pomiarowych;

l-odległość od frontu ściany, m.

Bazując na wynikach pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych w kopalni "Bogdanka" opracowano model matematyczny mieszany autoregresji i średniej ruchomej (ARMA), opisujący przebieg poziomego zaciskania tych wyrobisk w czasie i umożliwiający wykonywanie prognoz (Marczak 1996). Do opisu przebiegu zaciskania poziomego wyrobisk przyścianowych wykorzystano również metody geostatystyczne, opracowując model liniowy i sferyczny tego rodzaju deformacji. Modele te umożliwiają prognozę zaciskania poziomego chodników w czasie (Marczak 1998, 2001).

Prowadzone od wielu lat badania i obserwacje dołowe przez pracowników Głównego Instytutu Górnictwa stanowiły podstawę do opracowania kompleksowej metody, zawierającej zależności empiryczne i umożliwiającej prognozowanie przebiegu zaciskania pionowego chodników przyścianowych z uwzględnieniem znacznej liczby parametrów geologiczno-górniczych (Biliński 1968, 1989; Kostyk 1990; Biliński, Kostyk 1992; Biliński, Dreinert, Kostyk 1996; Biliński, Kostyk, Prusek 1997; Prusek, Kostyk 2002, 2003). Prowadzone w oparciu o wyniki pomiarów dołowych prace wykazały, że o ile wartość zaciskania chodnika zależy przede wszystkim od ciśnienia górotworu, parametrów wytrzymałościowych pokładu i skał otaczających oraz parametrów eksploatacji, to charakter jego przebiegu zależy od stopnia wytężenia wybieranego pokładu, który jest określany na podstawie położenia punktu przegięcia krzywej osiadania stropu D_2 w odniesieniu do czoła ściany jako odległość d_2 obliczana ze wzoru (Biliński, Kostyk, Prusek 1997)

$$d_2 = \frac{1}{\frac{0.025qn_2^{0.5}}{R_z} + 0.0215} - 32$$
(14)

gdzie:

 d_2 – odległość punktu przegięcia krzywej osiadania stropu D_2 od czoła ściany, m;

q – ciśnienie górotworu, MPa;

n₂ – współczynnik nasilenia ruchów górotworu;

 R_z – zastępcza wytrzymałość pokładu, MPa.

Typowe krzywe, przedstawiające przebiegi osiadania stropu w polach eksploatacji ścianowej, w zależności od położenia punktu D₂, przedstawiono na rysunku 24 (Biliński, Dreinert, Kostyk 1996; Prusek, Kostyk 2003).

Jeżeli $d_2 \ge 0$, czyli gdy punkt D₂ znajduje się w czole ściany, w wyrobisku ścianowym lub w zrobach, wówczas można przyjąć, że calizna pokładu (bez zniszczenia) przeciwstawia się ciśnieniu górotworu. W takim przypadku przebieg osiadania stropu może być przedstawiony za pomocą dwóch krzywych (rys. 24a). Pierwsza krzywa o charakterze ekspotencjalnym rozpoczyna się przed czołem ściany, a kończy w punkcie D₂. Za punktem D₂ krzywa osiadania stropu ma charakter hiperboliczny. Jeżeli $d_2 < 0$, czyli gdy punkt D₂ znajduje się przed czołem ściany, wówczas można przyjąć, że część pokładu między tym punktem a czołem ściany jest w stanie pozniszczeniowym. W takiej sytuacji osiadanie skał stropowych jest opisywane za pomocą trzech krzywych (rys. 24b). Pierwsza krzywa ma charakter ekspotencjalny, druga oraz trzecia krzywa są hiperbolami. W takim przypadku jest charakterystyczne występowanie tzw. fazy przejściowej, opisywanej drugą krzywą hiperboliczną.



Fig. 24. Typical curves describing roof sag courses in longwall mining panels (Biliński, Dreinert, Kostyk 1996; Prusek, Kostyk 2003)

Dla każdej z krzywych przedstawionych na rysunku 24 wyznaczono odrębne zależności empiryczne do obliczania osiadania stropu, wypiętrzania spągu oraz zaciskania pionowego chodników przyścianowych (Biliński 1989; Biliński, Kostyk 1992; Biliński, Dreinert, Kostyk 1996). Zależności te, bardzo rozbudowane, ulegały na przestrzeni czasu wielu modyfikacjom. W celu usprawnienia wykonywania prognoz zaciskania chodników przyścianowych, na podstawie zależności empirycznych, stworzono odpowiednie programy komputerowe (Prusek, Kostyk 2003; Prusek 2006c, 2007a). Wynik obliczeń komputerowych prognozowanych deformacji chodnika przyścianowego przedstawiono na rysunku 25 (Prusek 2007a).

Na rysunku 25, na osi odciętych, przedstawiono odległość od czoła ściany, przy czym liczby ujemne to odległości przed ścianą, zaś dodatnie za frontem ściany. Na osi rzędnych przedstawiono wartości zaciskania pionowego w rozbiciu na osiadanie skał stropowych i wypiętrzanie spągu.



 Rys. 25. Wyniki obliczeń przebiegu zaciskania chodnika przyścianowego przed i za frontem eksploatacji: 1 – osiadanie stropu, 2 – wypiętrzanie spągu, 3 – zaciskanie pionowe (Prusek 2007a)
 Fig. 25. Calculation results of gate road convergence course before and behind the mining front: 1 – roof sag, 2 – floor heave, 3 – vertical convergence (Prusek 2007a)

W opisanej metodzie prognozowania deformacji chodników przyścianowych nie uwzględniono podporności obudowy stosowanej w tych wyrobiskach. Badania z wykorzystaniem teorii reakcji podłoża (rozdz. 1.1) wykazały, że właściwe utrzymanie chodników nie jest warunkowane dużą podpornością obudowy, lecz jej podatnością. Rolę podporności obudowy chodników uznawano za drugorzędną, przy dominującej podporności pokładu i zrobów (Biliński 1968). Wraz z prowadzeniem dalszych badań poglady na temat wpływu podporności obudowy na zaciskanie chodników przyścianowych ulegały zmianie. Stwierdzono, że istnieje zależność miedzy wielkościa ruchów górotworu w chodniku przyścianowym a podpornościa zastosowanej w nim obudowy. Uznano, że przy zastosowaniu obudowy o dużej podporności jest możliwe ograniczenie osiadania górotworu nawet o 50%, zaś stosując obudowe o podporności zbyt małej w stosunku do działającego obciążenia, można się spodziewać większej intensywności deformacji wyrobiska (Biliński, Kostyk 1992). Wnioski te spowodowały, że zagadnienie wpływu podporności na proces deformacji chodników przyścianowych było przedmiotem dalszych badań, w wyniku których opracowano metodę pozwalającą na obliczanie podporności podstawowych obudów stosowanych w tych chodnikach (Prusek i in. 2002). Metoda bazuje na wyznaczonych zależnościach empirycznych opracowanych na podstawie wyników badań dołowych podporności obudowy. Badania takie, z wykorzystaniem specjalnej konstrukcji dynamometrów, prowadzono w przypadkach stalowych obudów łukowych (fot. 9a), stojaków ciernych, stojaków drewnianych oraz pasów ochronnych (fot. 9b) - (Prusek 2002b, c, 2003a).



Fot. 9. Badania podporności obudowy w chodnikach przyścianowych: a – dynamometry pod łukami ociosowymi obudowy, b – dynamometr w pasie ochronnym (Prusek 2003a)

Phot. 9. Investigations into support load-bearing capacity in gate roads: a – dynamometers under support sidewall arches, b – dynamometer in the pack (Prusek 2003a)

Opracowana metoda umożliwia bilansowanie podporności różnych typów obudowy na całej długości chodnika. Znając wartość podporności oraz działającego obciążenia, dokonuje się oceny wpływu zastosowanej w danym wyrobisku obudowy (wraz ze wzmocnieniami) na ograniczenie wartości zaciskania (Prusek 2007a; Lubosik, Skrzyński, Stacha 2005; Lubosik i in. 2007). Wyniki obliczeń prognozowanego zaciskania chodnika przyścianowego, z uwzględnieniem obciążenia oraz sumarycznej podporności zastosowanej w wyrobisku obudowy, przedstawiono na rysunku 26 (Prusek 2006c).



Rys. 26. Prognozowane ruchy górotworu w chodniku przyścianowym z uwzględnieniem obciążenia oraz sumarycznej podporności obudowy (Prusek 2006c)

Fig. 26. Predicted rock mass movements in the gate road with regard to load and summary support load-bearing capacity (Prusek 2006c)

Opisane zależności i metody empiryczne prognozowania deformacji chodników przyścianowych, z uwagi na dynamiczny rozwój techniki komputerowej, sa w ostatnich latach zastepowane lub uzupełniane obliczeniami z wykorzystaniem specialistycznych programów komputerowych, pozwalających na modelowanie numeryczne zjawisk zachodzacych w górotworze. Najczęściej w obliczeniach numerycznych są wykorzystywane metody: różnic skończonych (MRS), elementów skończonych (MES), elementów brzegowych (MEB), czy też elementów odrębnych (MEO). Do wykonywania obliczeń powszechnie sa stosowane takie programy komercyjne, jak na przykład: FLAC, UDEC, 3DEC, PHASE, czy PFC, pozwalające na obliczanie stanów deformacyjno-naprężeniowych w górotworze wokół wyrobisk górniczych, w tym chodników przyścianowych, czego przykłady można znaleźć w publikacjach krajowych (Tajduś, Cała 1999; Cała, Piechota, Tajduś 2004; Kwaśniewski, Lasek 2007; Jendryś 2006; Kidybiński 2007; Majcherczyk, Małkowski 2003; Madaj, Wesołowski, Kubek 2002; Prusek, Walentek 2007; Prusek, Masny 2007b; Prusek, Bock 2008; Prusek 2008f) oraz zagranicznych (Opolony i in. 2004; Torano i in. 2002; Yavus i in. 2003; Barczak, Esterhuizen, Dolinar 2005; Hucke i in. 2006; Zipf 2006; Esterhuizen, Barczak 2006; Bondarenko i in. 2007a, b. 2008a, b; Ruppel, Scior 2008).

Modelowanie numeryczne górotworu w szerokim zakresie jest wykorzystywane w procesie doboru obudowy chodników przyścianowych w górnictwie amerykańskim. Dobierając obudowę tych wyrobisk bazuje się na krzywej reakcji górotworu (*Ground Reaction Curve* – GRC), którą uzyskuje się za pomocą obliczeń numerycznych. Krzywa ta odzwierciedla zależność obciążenia oraz zaciskania (konwergencji), jakie występuje w wyrobisku korytarzowym, w danych warunkach geologiczno-górniczych (Mucho i in. 1999; Brady, Brown 2006; Esterhuizen, Barczak 2006; Heasley, Zacharias 2007). Ideę doboru obudowy, na podstawie wyznaczonej krzywej reakcji górotworu, przedstawiono na rysunku 27.



Rys. 27. ldea doboru obudowy wyrobisk na podstawie krzywej reakcji górotworu: K – konwergencja pionowa, Q – obciążenie, 1 – krzywa reakcji górotworu, 2 – punkt przegięcia, 3 – charakterystyka obudowy, a – obudowa sztywna, b – obudowa podatna (Mucho i in. 1999)

Fig. 27. Selection idea of workings support on the basis of rock mass reaction curve: K – vertical convergence, Q – load, 1 – rock mass reaction curve, 2 – contraflexure point, 3 – support characteristics, a – rigid support, b – yielding support (Mucho et al. 1999)

Dobierając obudowę wyrobisk, w tym chodników przyścianowych, na podstawie krzywej reakcji górotworu należy się kierować jej charakterystyką podpornościową oraz czasem jej zabudowy w wyrobisku. Na rysunku 27 przedstawiono dwa rodzaje obudowy chodnika przyścianowego, tj. obudowę sztywną i podatną. Obudowa sztywna jest narażona na większe obciążenia ze strony górotworu, a przy jej zastosowaniu – wartość zaciskania wyrobiska jest mniejsza.

W przypadku obudowy podatnej jej obciążenie jest mniejsze, lecz konwergencja wyrobiska większa. Przedstawiony przykład wskazuje na zbyt dużą podatność tej obudowy, gdyż linia jej charakterystyki podpornościowej przecina krzywą reakcji górotworu za punktem przegięcia, przez co zaciskanie wyrobiska jest już nieakceptowalne i grozi wystąpieniem zawału. Zaznaczyć należy, że w przypadku zastosowania w chodniku przyścianowym obudowy o dużej sztywności będzie ona narażona na znaczne wartości obciążenia mogące powodować przedwczesne jej zniszczenie (Mucho i in. 1999; Brady, Brown 2006; Esterhuizen, Barczak 2006; Barczak, Tadolini 2005). Na rysunku 28 przedstawiono przykład modelowania numerycznego górotworu wokół chodnika nadścianowego za pomocą oprogramowania FLAC wraz ze strefami zniszczenia skał wokół tego wyrobiska (rys. 28a) oraz uzyskanymi dla tego przypadku krzywymi reakcji górotworu w różnych odległościach przed i za frontem ściany (rys. 28b) – (Esterhuizen, Barczak 2006).



Rys. 28. Modelowanie numeryczne górotworu za pomocą programu FLAC w otoczeniu chodnika przyścianowego wraz z wyznaczonymi krzywymi reakcji górotworu: a – model górotworu wokół chodnika nadścianowego, b – krzywe reakcji górotworu wraz z charakterystykami obudowy sztywnej (A) i podatnej (B), K – konwergencja, P – podporność obudowy (Esterhuizen, Barczak 2006)

Fig. 28. Rock mass numerical modelling by help of the FLAC programme in the gate road environment along with determined rock mass reaction curves: a – model of rock mass around tailgate, b – rock mass reaction curves along with characteristics of rigid support (A) and yielding support (B), K – convergence, P – support load-bearing capacity (Esterhuizen, Barczak 2006)

Wyniki obliczeń wykazały, że obudowa sztywna A (rys. 28b) zostanie zniszczona tuż po przejściu ściany, kiedy przekroczy swoją maksymalną podporność. Obudowa B o mniejszej podporności i dużej podatności zapewni poprawną pracę w całym obszarze za frontem ściany przy konwergencji końcowej 260 mm. Interesujące jest, co wykazują obliczenia, że 10-krotne zwiększenie podporności obudowy B spowodowałoby zmniejszenie konwergencji końcowej jedynie z 260 do 150 mm.

Badania amerykańskie wykazały, że dobór optymalnej obudowy wyrobisk górniczych wymaga wykonania prognozy ich zaciskania (krzywej reakcji górotworu). Optymalna dla danych warunków geologiczno-górniczych, obudowa powinna bowiem charakteryzować się zarówno odpowiednią podpornością, jak i podatnością. W celu optymalizacji doboru obudowy wyrobisk korytarzowych został opracowany specjalistyczny program o nazwie STOP (*Support Technology Optimization Program*). Program zawiera charakterystyki podpornościowe najczęściej stosowanych obudów w górnictwie USA i pozwala na ich porównywanie z krzywymi reakcji górotworu i wybór optymalnej obudowy z uwagi na występujące zaciskanie, a dodatkowo z uwzględnieniem aspektów ekonomicznych (Barczak 2000, 2001a).

Przykład zastosowania modelowania numerycznego do określania deformacji chodników przyścianowych w warunkach górnictwa ukraińskiego przedstawiono na rysunku 29 (Ruppel, Scior 2008).



Rys. 29. Deformacje górotworu wokół chodnika przyścianowego uzyskane za pomocą modelowania numerycznego: a – chodnik o przekroju prostokątnym w obudowie kotwiowej, b – chodnik o przekroju łukowym w obudowie kotwiowej, c – chodnik o przekroju łukowym w obudowie stalowej odrzwiowej z wykładką mechaniczną (Ruppel, Scior 2008)

Fig. 29. Rock mass deformations around gate road obtained by help of numerical modelling: a - road of rectangular cross-section with roofbolting, b - road of arch cross-section with roofbolting, c - road of arch cross-section with frame steel support with backfilled steel arches (Ruppel, Scior 2008)

Obliczenia numeryczne wykonane za pomocą programu FLAC pozwoliły na uzyskanie informacji o wielkości zaciskania chodnika przyścianowego w różnym kształcie przekroju poprzecznego oraz przy zastosowaniu kilku wariantów jego obudowy.

Podobną analizę dla chodników przyścianowych zaprezentowano w publikacji Zipfa (2006) dotyczącej oddziaływania dwóch ścian zawałowych na chodnik przyścianowy, w którym zastosowano dwa warianty obudowy stropu, tj. kotwie długości 2,4 m oraz dodatkowo kotwie linowe długości 4,0 m. Wyniki przedstawiono na rysunku 30.



Rys. 30. Deformacje górotworu wokół chodnika przyścianowego w różnych wariantach obudowy kotwiowej: a – deformacje górotworu wokół chodnika przyścianowego z dodatkowymi kotwiami linowymi w stropie, b – przemieszczenie stropu w chodniku przyścianowym w dwóch wariantach obudowy kotwiowej, *C* – osiadanie stropu, *c*_z – zasięg w stropie, --- 2,4 m kotwie, bez kotwi linowych, --- 2,4 m kotwie oraz kotwie linowe (Zipf 2006)

Fig. 30. Rock mass deformations around gate road in different roofbolting variants: a - rock mass deformations around gate road with different rope bolts in the roof, b - roof displacement in gate road in two roofbolting variants, C - roof sag, $c_z - range$ in the roof, - 2.4 m bolts, without rope bolts, - 2.4 m bolts and rope bolts (Zipf 2006)

Obliczenia przeprowadzone za pomocą programu FLAC wykazały, że w przypadku oddziaływania drugiej ściany osiadanie stropu w chodniku przyścianowym jest mniejsze w wariancie obudowy z dodatkowymi kotwiami linowymi.

Program FLAC zastosowano również do analizy wpływu różnych rodzajów dodatkowej obudowy podporowej na wartość zaciskania chodnika przyścianowego, w którym pierwotnie zastosowano samodzielną obudowę kotwiową (Barczak, Esterhuizen, Dolinar 2005). Jednym z wielu wniosków sformułowanych na podstawie obliczeń numerycznych było stwierdzenie korzystnego wpływu dodatkowej obudowy podporowej zastosowanej w chodniku przyścianowym na ograniczanie naprężeń w skałach stropowych, co może zapobiegać niszczeniu podstawowej obudowy kotwiowej lub znacznie je opóźniać. Wniosek ten jest odmienny od podanych przez polskich naukowców, którzy stwierdzili, że w przypadku obudowy kotwiowo podporowej, stosowanie dodatkowej obudowy podporowej jest niekorzystne (Cała, Flisiak, Tajduś 2001).

W przypadku zastosowania metod numerycznych do prognozowania deformacji chodników przyścianowych za frontem eksploatacji istotnym zagadnieniem mogącym wpływać na uzyskiwane wyniki jest odwzorowanie strefy zawału, co może być realizowane w różny sposób (Kwaśniewski, Wang 1999; Tajduś, Cała 1999; Majcherczyk, Małkowski 2003; Opolony i in. 2004; Yasitli, Unver 2005). Na rysunku 31 przedstawiono wyniki modelowania numerycznego przeprowadzonego dla chodnika przyścia-

nowego, utrzymywanego za frontem eksploatacji, przy wykorzystaniu elementów obudowy (*support members*) do zamodelowania strefy zawału (Prusek, Masny 2007a, b).



Rys. 31. Strefy zniszczeń górotworu w otoczeniu chodnika przyścianowego, siły osiowe w kotwiach oraz wektory przemieszczeń obudowy w odległości 54 m za frontem ściany (Prusek, Masny 2007a)

Fig. 31. Rock mass destruction zones in the gate road environment, axial forces in bolts and support displacement vectors at the distance of 54 m behind the longwall front (Prusek, Masny 2007a)

Modelowanie zawału w otoczeniu chodnika przyścianowego z wykorzystaniem elementów obudowy dało obiecujące rezultaty, które były zgodne z wynikami wcześniej wykonanych badań dołowych w zakresie deformacji modelowanego wyrobiska.

Potrzeba prognozowania deformacji występujących w chodnikach przyścianowych w czasie prowadzonej eksploatacji spowodowała opracowanie wielu metod pozwalających na dokonywanie obliczeń. W krajach wydobywających węgiel kamienny systemem ścianowym obliczenia wielkości zaciskania chodników przyścianowych są wykonywane z wykorzystaniem zależności empirycznych, metod numerycznych bądź łącznie z wykorzystaniem obu sposobów. Obliczenia wykonywane zarówno metodami empirycznymi, jak i za pomocą metod numerycznych zawsze są obarczone pewnym błędem, nie ma bowiem metod idealnych, które dokładnie odzwierciedlałyby zjawiska zachodzące w górotworze.

Zaletą metod empirycznych jest ścisły związek z obserwacjami i pomiarami dołowymi, które stanowiły podstawę ich opracowania. Naukowcy niemieccy twierdzą, że z uwagi na złożone procesy deformacji, jakie zachodzą w górotworze ze względu na oddziaływanie eksploatacji oraz wpływ wielu czynników na ich przebieg, nie jest możliwe opisanie tych zjawisk za pomocą równań bazujących tylko na fizycznych podstawach. Dlatego też, pomimo rozważań teoretycznych, dotyczących mechaniki górotworu, prowadzenia badań na modelach ekwiwalentnych oraz wykonywania obliczeń numerycznych, w dalszym ciągu istotną rolę w procesie projektowania obudowy odgrywają zależności empiryczne (Junker i in. 2006; Hucke i in. 2006). Niewątpliwie podstawową wadą metod empirycznych jest ograniczenie ich stosowania do określonych warunków geologiczno-górniczych, dla których zostały opracowane (Hejmanowski 2004). W przypadku wykonywania obliczeń dla innych warunków geologiczno-górniczych, które nie były objęte badaniami stanowiącymi podstawę do wyznaczania zależności empirycznych, należy liczyć się z błędami w uzyskiwanych wynikach.

Ograniczenia co do określonych warunków eksploatacji nie dotyczą generalnie metod numerycznych. Metody te umożliwiają wykonywanie różnego rodzaju obliczeń wariantowych, na przykład w zakresie zmiennych parametrów eksploatacji, czy też stosowania różnych obudów w wyrobisku i oceny ich wpływu na deformację. Tego typu badania dołowe, czy też laboratoryjne na modelach ekwiwalentnych, byłyby bardzo kosztowne i czasochłonne. Szerokie możliwości stosowania oraz wykonywania wieloaspektowych analiz są niewątpliwie zaletami metod numerycznych.

Podstawowym problemem w przypadku stosowania modelowania numerycznego jest znajomość parametrów wejściowych charakteryzujących fizyko-mechaniczne własności górotworu. Bardzo czesto nie dysponując aktualnymi wynikami badań parametrów przyjmuje się pewne wartości średnie, określone dla danego obszaru eksploatacji, a nie dla konkretnego wyrobiska, bedacego przedmiotem obliczeń. Innym problemem po wykonaniu badań górotworu, najcześciej laboratoryjnych, jest tak zwany czynnik skali, wskazujący na możliwość wystepowania znacznych różnic w parametrach skał określanych w laboratorium w stosunku do jch parametrów w warunkach in situ (Kidybiński, Bukowska 2002; Bukowska 2005). Oprócz tego czynnika, różnice między parametrami skał określanymi w laboratorium a występującymi w warunkach rzeczywistych, wynikaja również z zawilgocenia oraz budowy samego górotworu, w którym występuja na przykład płaszczyzny osłabienia, czy też różnego rodzaju spękania mogące mieć wpływ na jego parametry wytrzymałościowe (Kidybiński, Bukowska 2002). W przypadku chodników przyścianowych czynnikiem oddziałującym na parametry górotworu jest również duża zmienność wartości naprężeń spowodowana przemieszczaniem się frontu eksploatacji. W polskim górnictwie weglowym, dodatkowo z uwagi na złoża wielopokładowe, czesto wokół wyrobisk górniczych występuja strefy zróżnicowanych naprężeń z uwagi na prowadzoną wcześniej eksploatację w pokładach sąsiednich, co również nie pozostaje bez wpływu na parametry mechaniczne skał.

Opisane czynniki powodują możliwość wystąpienia znacznych rozbieżności między przyjmowanymi w modelowaniu numerycznym parametrami górotworu a występującymi w rzeczywistości, co oczywiście może decydować o znacznych błędach w otrzymywanych wynikach obliczeń. W celu ograniczenia takich błędów, w obliczeniach wykonywanych za pomocą metod numerycznych, optymalnym podejściem wydaje się być dokonywanie weryfikacji tych obliczeń na podstawie wyników badań dołowych. Porównywanie wyników modelowania z wynikami badań dołowych umożliwia, w przypadku rozbieżności, dokonywanie korekt i zmian parametrów wejściowych modelu, w celu ograniczenia błędów predykcji. Dysponując wcześniej wynikami badań dołowych, a następnie dokonując ich odwzorowania za pomocą modelowania numerycznego, można przeprowadzić kalibrację modelu, jak również prowadzić rozszerzone analizy zachowania się górotworu wokół wyrobiska (Jendryś 2006; Torano i in. 2004; Yavuz i in. 2003; Majcherczyk, Małkowski, Niedbalski 2006; Ruppel, Scior 2008; Prusek, Masny 2007b; Prusek, Masny, Walentek 2007, Prusek 2008f, h).

Przedstawione zalety oraz wady zarówno metod empirycznych, jak i obliczeń numerycznych, skłoniły autora do opracowania kilku niezależnych sposobów prognozowania deformacji chodników przyścianowych, z wykorzystaniem nowoczesnych programów komputerowych, czy też bazujących na metodach dotychczas niestosowanych do rozwiązywania tego zagadnienia. Podstawę wszystkich metod stanowią wyniki pomiarów dołowych zaciskania chodników przyścianowych, które były prowadzone pod kierunkiem autora. Zróżnicowane podejście do problematyki prognozy zaciskania chodników przyścianowych pozwoli na wybór najlepszej metody (lub metod), której wyniki będą obarczone najmniejszym błędem, a parametry wejściowe, niezbędne do przeprowadzenia predykcji, nie będą trudne do uzyskania.

3. BADANIA DOŁOWE DEFORMACJI CHODNIKÓW PRZYŚCIANOWYCH

3.1. Charakterystyka warunków geologiczno-górniczych w rejonach prowadzonych badań

Opisane w niniejszej publikacji badania dołowe deformacji chodników przyścianowych były prowadzone pod kierunkiem autora, między innymi w ramach prac statutowych, realizowanych w Głównym Instytucie Górnictwa, oraz wielu projektów (Prusek i in. 1999, 2002, 2004, 2005, 2006; Rułka i in. 2004). Badania wykonywano w 31 chodnikach przyścianowych w 17 pokładach węgla, które według klasyfikacji stratygraficznej formacji górnego karbonu Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (Bukowska 2005) zostały zaliczone do następujących warstw:

- pokłady: 201/1, 207, 209 warstwy łaziskie,
- pokład: 324/3 warstwy orzeskie,
- pokłady: 330, 334/2, 349, 402, 404, 405, 405/1 warstwy załęskie,
- pokład: 414 warstwy rudzkie,
- pokłady: 501/2, 504, 510 warstwy siodłowe,
- pokłady: 615, 620 warstwy porębskie.

Stwierdzić więc można, że obszar badań obejmował prawie wszystkie eksploatowane obecnie warstwy karbonu w Górnośląskim Zagłębiu Węglowym. Podstawowe wielkości opisujące warunki geologiczno-górnicze rejonów eksploatacji dla poszczególnych chodników przyścianowych przedstawiono w tablicy 1. W tablicy 2 natomiast przedstawiono procentowy rozkład liczby badanych chodników przyścianowych w danych warunkach.

			Głębo-	Nachylenie pokładu stopień	Wytrzymałość, MPa			Wyso kość	Długość	Po stęp
Lp.	Wyrobisko	Pokład	kość m		stropu	spągu	węgla	ściany m	ściany m	ściany m/dobę
1.	Chodnik B-21b	402	750	5,0	37,0	20,0	7,5	2,5	200	6,0
2.	Chodnik C-422	334/2	500	5,0	21,6	20,0	14,8	2,0	250	10,0
3.	Chodnik C-424	334/2	500	5,0	21,6	20,0	14,8	2,0	250	9,0
4.	Chodnik C-426	334/2	500	5,0	26,1	24,2	17,4	2,0	250	11,0
5.	Chodnik C-428	334/2	500	5,0	26,1	24,2	17,4	2,0	250	7,5
6.	Chodnik A-316	330	340	4,0	16,0	16,0	15,0	2,6	250	5,5
7.	Chodnik 808	349	600	3,0	22,2	23,2	15,0	2,3	230	6,0
8.	Chodnik 804	349	600	3,0	22,2	23,2	15,0	2,3	230	7,0
9.	Chodnik 4	405/1	990	5,0	32,2	39,5	14,7	2,4	345	2,0
10.	Chodnik 5	405/1	970	5,0	32,2	39,5	14,7	2,2	230	3,0
11.	Chodnik 2502	501/2	490	6,0	10,0	32,2	32,2	3,0	180	3,5
12.	Chodnik 321	620	695	6,0	36,6	15,7	14,9	1,5	321	4,5
13.	Dowierzchnia 2	620	550	5,0	18,0	22,4	21,0	1,5	290	4,5
14.	Chodnik 762	207	390	8,0	11,4	23,5	22,6	3,0	210	7,0

Tablica 1. Wartości średnie podstawowych wielkości opisujących warunki geologiczno-górnicze w rejonie badanych chodników

15.	Chodnik 063	209	720	4,0	24,5	32,8	31,3	4,2	186	8,0
16.	Dowierzchnia 3	615	710	5,0	31,0	24,0	15,7	2,0	200	5,0
17.	Chodnik odst. śc. 221	414	250	5,0	29,5	16,0	16,0	2,8	220	2,0
18.	Upadowa 2E	510/II	550	6,0	20,4	16,0	16,0	3,0	205	6,0
19.	Chodnik 6/615	615	525	4,0	23,9	15,0	14,5	2,1	170	5,0
20.	Chodnik podśc. śc. 322	510/II	400	6,0	18,0	17,0	5,0	2,5	160	4,5
21.	Chodnik 431	324/3	390	6,0	34,8	20,2	15,8	1,9	250	6,5
22.	Pochylnia IV	201/1	311	5,0	14,0	16,1	7,2	2,1	110	3,0
23.	Dowierzchnia 3	504	650	6,0	29,0	38,0	17,0	1,8	110	4,0
24.	Chodnik F-834	349	570	3,0	25,0	18,0	9,0	2,1	250	7,0
25.	Upadowa 12E	510/I	545	6,0	9,0	25,0	16,0	3,4	210	4,0
26.	Chodnik 065	209	700	2,0	19,0	32,0	30,6	4,4	225	8,0
27.	Chodnik A-23	405	840	8,0	24,7	13,4	12,2	2,5	185	5,0
28.	Chodnik A-23a	405	790	8,0	24,7	13,4	12,2	2,5	185	5,0
29.	Chodnik F-20a	405	745	14,0	27,8	15,1	8,9	2,5	154	5,0
30.	Chodnik F-20b	405	785	14,0	27,8	15,1	8,9	2,5	154	5,0
31.	Upadowa odst.	510/III	550	8,0	24,0	14,0	14,0	3,0	220	4,0

Tablica 2. Procentowy rozkład liczby badanych chodników w danych warunkach geologiczno-górniczych





Analizując zestawione w tablicach 1 i 2, wartości poszczególnych parametrów charakteryzujących warunki geologiczno-górnicze w rejonie prowadzonych pomiarów, można zauważyć, że chodniki były zlokalizowane na głębokości od 250 do 990 m, przy czym najliczniejszą grupę (41%) stanowiły chodniki na głębokości między 400 a 600 m. Drugą co do liczebności grupę stanowiły chodniki położone na głębokości 600–800 m (31%).

We wszystkich przypadkach badane chodniki były wyrobiskami przyścianowymi ścian zawałowych, wybieranych na wysokość od 1,5 do 4,4 m, ze średniodobowym postępem od 2,0 do 11,0 m/dobę. W większości przypadków (56%) eksploatacja pokładów była prowadzona na wysokości między 2,0 a 2,5 m. Biorąc pod uwagę długość ścian, najczęściej wahała się ona od 200 do 250 m, co stanowiło 59% całego przedziału wynoszącego 110–345 m. Ponadto, należy dodać, że eksploatacja była prowadzona w pokładach o nachyleniu 2–14°.

Istotnym parametrem, niezbędnym w dalszych analizach, była wytrzymałość na ściskanie skał otaczających wyrobiska przyścianowe. Zestawione w tablicy 1 wartości wytrzymałości R_c zostały określone na podstawie wyników badań penetrometrycznych, wykonanych w miarę możliwości bezpośrednio w miejscu prowadzonych pomiarów konwergencji lub w jego bliskim sąsiedztwie. Analizując te wartości można stwierdzić, że przedziały zmienności wytrzymałości poszczególnych warstw skalnych w obrębie chodników są zbliżone do siebie i kształtują się na następujących poziomach: strop – 9,0–37,0 MPa, spąg – 13,4–39,5 MPa, węgiel – 5,0–32,2 MPa.

W odniesieniu do procentowej liczby badanych przypadków można stwierdzić, że w otoczeniu chodników dominowały stropy o wytrzymałości 20,0–30,0 MPa (53%), w przypadku spągu przedział ten w 50% wahał się między 10,0 a 20,0 MPa, natomiast węgiel w 38% przypadków miał wytrzymałość na ściskanie 10,0–15,0 MPa.

3.2. Metodyka pomiarów dołowych deformacji

W celu oceny wielkości deformacji chodników przyścianowych, z uwagi na oddziaływanie frontu eksploatacji, wykonywano pomiary dołowe zaciskania pionowego Z, poziomego M oraz wypiętrzania skał spągowych W. W chodnikach zakładano bazy pomiarowe w odległości 100–200 m przed frontem eksploatacji. W każdej z baz, w stropie, spągu i ociosach stabilizowano repery do pomiarów zaciskania pionowego (P_1-P_3) i zaciskania poziomego (M_1-M_3) oraz wypiętrzania spągu wyrobiska (W_1-W_3) . Pomiary deformacji polegały na wyznaczaniu kolejnych wartości wzajemnego przemieszczania się punktów pomiarowych w miarę zbliżania się, a następnie oddalania frontu ściany od danego stanowiska pomiarowego. W celu określenia wartości wypiętrzania spągu chodnika wykonywano pomiary odległości między linką zamocowaną do reperów ociosowych a reperami spągowymi. Szkic bazy pomiarowej, zakładanej w chodnikach przyścianowych, przedstawiono na rysunku 32, zaś na fotografii 10 – wykonywane pomiary zaciskania pionowego i poziomego.



Rys. 32. Baza pomiarowa w chodnikach przyścianowych wraz z rozmieszczeniem reperów pomiarowych (Gajko, Prusek 2008)

Fig. 32. Measurement base in gate roads together with measuring bench-mark arrangement (Gajko, Prusek 2008)



Fot. 10. Pomiar zaciskania pionowego (a) i poziomego (b) w chodniku przyścianowym (fot. autora) Phot. 10. Measurement of vertical (a) and horizontal (b) convergence in gate road (author's photograph)

Wszystkie opisane pomiary były wykonywane w chodnikach, jeden raz podczas każdego dnia roboczego, a ich zakończenie następowało w odległościach od 100 do 200 m za czołem ściany.

Oprócz pomiarów wykonywanych w tradycyjny sposób, w wybranych chodnikach przyścianowych pomiary deformacji wykonywano w sposób ciągły z wykorzystaniem specjalnie opracowanej do tego celu aparatury. Aparatura została opracowana w Głównym Instytucie Górnictwa w ramach różnego rodzaju projektów badawczych, kierowanych przez autora (Prusek 2006a, b; 2008a, b). Na rysunku 33a przedstawiono schemat bazy pomiarowej w upadowej 2E, która została założona przed frontem ściany 321 w ZG "Piekary". W osi wyrobiska został zabudowany specjalnej konstrukcji czujnik przemieszczenia, pozwalający na ciągły pomiar zaciskana pionowego wyrobiska. Dane pomiarowe były przesyłane na powierzchnię kopalni i zapisywane w pamięci komputera. Na rysunku 33b przedstawiono wyniki ciągłego pomiaru zaciskania pionowego upadowej 2E w odległości od 95 m przed czołem ściany do około 140 m za ścianą (Prusek 2006a).

61



Rys. 33. Ciągły pomiar zaciskania pionowego chodnika przyścianowego: a – baza pomiarowa przed ścianą, b – wynik ciągłego pomiaru zaciskania pionowego; d – odległość od czoła ściany 321, Z – zaciskanie pionowe (Prusek 2006a)

Fig. 33. Continuous vertical convergence measurement of gate road: a – measurement base before the longwall, b – result of continuous vertical convergence measurement; d – distance from the longwall 321 face, Z – vertical convergence (Prusek 2006a)

3.3. Grupowanie badanych chodników z uwagi na ich lokalizację w polu ścianowym i oddziaływanie frontu eksploatacji

Analizując wyrobiska usytuowane w polu ścianowym oraz oddziaływanie eksploatacji, wśród 31 badanych chodników przyścianowych wyodrębniono cztery grupy (rys. 34):

- grupa I chodniki podścianowe, przechodzące z obustronnego otoczenia calizną w jednostronne sąsiedztwo zrobów, utrzymywane za frontem ściany (rys. 34a),
- grupa II chodniki podścianowe zlokalizowane w obustronnym otoczeniu calizną
 i nadścianowe zlokalizowane w jednostronnym sąsiedztwie zrobów, w obu przypadkach wyrobiska likwidowane za frontem ściany (rys. 34b),
- grupa III chodniki podścianowe przechodzące z obustronnego otoczenia calizną w jednostronne sąsiedztwo zrobów, utrzymywane za frontem pierwszej ściany i dodatkowo narażone na oddziaływanie frontu drugiej ściany, a za jej czołem likwidowane (rys. 34c),
- grupa IV chodniki podścianowe przechodzące z obustronnego otoczenia calizną w jednostronne sąsiedztwo zrobów, utrzymywane za frontem pierwszej ściany, a następnie przechodzące w obustronne sąsiedztwo zrobów i utrzymywane za frontem drugiej ściany (rys. 34d).



Rys. 34. Schematy usytuowania chodników przyścianowych w wyodrębnionych grupach:
a – I grupa, b – II grupa, c – III grupa, d – IV grupa, B – baza pomiarowa
Fig. 34. Schemes of gate road location in singled out groups:
a – I group, b – II group, c – III group, d – IV grupa, B – measurement base

Zgodnie z przedstawionym podziałem, do poszczególnych grup zakwalifikowano następujące chodniki:

- grupa I chodniki: B-21b, C-422, C-424, C-426, C-428, A-316, 808, 804, 4, 5, 2502, 321, dowierzchnia 2, 762, 063, 065, dowierzchnia 3, odstawczy ściany 221, upadowa 2E, 6/615, podścianowy ściany 322, 431, pochylnia IV, dowierzchnia 3, F-834, upadowa 12E, upadowa odstawcza,
- grupa II chodniki nadścianowe: A-23a, F-20b, – chodniki podścianowe: A-23, F-20a,
- grupa III chodniki: B-21b, upadowa odstawcza, upadowa 2E, upadowa 12E,
- grupa IV chodniki: A-316, B-808.

Z powyższego zestawienia wynika, że najliczniejsza jest grupa I, w której znalazło się 27 chodników, natomiast pozostałe cztery wyrobiska zakwalifikowano do grupy II. Grupy III i IV obejmują odpowiednio cztery i dwa wyrobiska, które występują również w grupie pierwszej, gdyż w początkowym okresie swego istnienia były narażone na oddziaływanie jednej ściany.

Dla wszystkich 31 chodników, w celu ujednolicenia dokumentacji uzyskanych wyników, przygotowano, w formie kart pomiarowych, charakterystyki warunków geologiczno-górniczych oraz sposobu obudowy, przedstawione na przykładzie chodnika C-426 w tablicy 3.

Tablica 3. Przykład karty pomiarowej dla badanego chodnika przyścianowego C-426



3.4. Wyniki i analiza pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych

W pierwszej kolejności analizie poddano najliczniejszą grupę chodników podścianowych, narażonych na bezpośrednie oddziaływanie frontu eksploatacyjnego i przechodzących wraz z postępem ściany z obustronnego otoczenia calizną w jednostronne sąsiedztwo zrobów. Należy dodać, że z tej grupy zostały wyłączone cztery wyrobiska umieszczone w tablicy 1, tj. chodniki F-834, 065, upadowa 12E oraz upadowa odstawcza. W przypadku trzech pierwszych wyrobisk wyniki ich deformacji wykorzystano do weryfikacji opracowanych metod prognostycznych, natomiast w przypadku czwartego prowadzono tylko pomiar zaciskania pionowego. Pierwsza grupa chodników liczyła więc ostatecznie 23 wyrobiska.

Wyniki pomiarów deformacji chodników przedstawiono w postaci zbiorczych wykresów: zaciskania pionowego, wypiętrzania spągu, osiadania stropu oraz zaciskania poziomego (rys. 35–38). Przebieg przemieszczeń górotworu w poszczególnych chodnikach przedstawiono w funkcji odległości od frontu ściany. Odległości przed frontem ściany oznaczono znakiem ujemnym, zaś położeniu punktów pomiarowych za ścianą nadano znak dodatni.



Rys. 35. Zestawienie wyników pomiarów zaciskania pionowego Z chodników; d – odległość od czoła ściany Fig. 35. List of measurement results of road vertical convergence Z; d – distance from the longwall face



Rys. 36. Zestawienie wyników pomiarów wypiętrzania spągu W w chodnikach; d – odległość od czoła ściany
 Fig. 36. List of measurement results of floor heave W in roads; d – distance from the longwall face



Rys. 37. Zestawienie wyników pomiarów osiadania stropu *C* w chodnikach; *d* – odległość od czoła ściany Fig. 37. List of measurement results of roof sag *C* in roads; *d* – distance from the longwall face





W tablicy 4 przedstawiono dodatkowo informacje na temat odległości od czoła ściany, w których rozpoczynano i kończono pomiary w chodnikach oraz zestawiono maksymalne wartości zmierzonych deformacji.

		Początek	Koniec	Zaciskanie	Wypiętrz anie	Osiadanie	Zaciskanie
Lp.	Wyrobisko	pomiarów	pomiarów	pionowe	spągu	stropu	poziome
		m	m	mm	mm	mm	mm
1.	Chodnik B-21b	-145	117	659	287	372	473
2.	Chodnik C-422	-129	140	1481	1153	328	399
3.	Chodnik C-424	-210	185	1605	1098	507	605
4.	Chodnik C-426	-171	310	1623	1002	622	726
5.	Chodnik C-428	-43	186	804	289	515	339
6.	Chodnik A-316	-105	203	537	394	161	310
7.	Chodnik 808	-136	213	1229	893	336	561
8.	Chodnik 804	-89	302	1324	801	523	600
9.	Chodnik 4	-166	100	1540	1208	332	378
10.	Chodnik 5	-102	115	910	465	445	395
11.	Chodnik 2502	-56	165	645	363	282	140
12.	Chodnik 321	-121	175	804	496	308	506
13.	Dowierzchnia 2	-85	132	681	393	288	670
14.	Chodnik 762	-124	204	326	97	229	99
15.	Chodnik 063	-112	111	1420	910	510	753
16.	Dowierzchnia 3	-102	117	1190	810	380	681
17.	Chodnik odst. śc. 221	-91	126	706	195	511	230
18.	Upadowa 2E	-95	150	302	211	91	210
19.	Chodnik 6/615	-87	187	1136	799	337	577
20.	Chodnik podśc. śc. 322	-123	196	1200	891	309	509
21.	Chodnik 431	-134	137	461	104	357	665
22.	Pochylnia IV	-125	110	1305	738	567	782
23.	Dowierzchnia 13	-100	208	368	242	126	100

Tablica 4. Odległość od czoła ściany, w której rozpoczynano i kończono pomiary w chodnikach wraz z maksymalnymi wartościami zmierzonych deformacji

Analizując uzyskane wyniki pomiarów dołowych stwierdzono znaczne zróżnicowanie przemieszczeń górotworu, występujące w poszczególnych chodnikach przyścianowych, a wynosiło ono odpowiednio:

- zaciskanie pionowe od 302 do 1623 mm,
- wypiętrzanie spągu od 97 do 1208 mm,
- osiadanie stropu od 91 do 622 mm,
- zaciskanie poziome od 99 do 795 mm.

Generalnie można stwierdzić, że ruchy górotworu występowały w chodnikach już w odległości przed czołem ściany przekraczającej 100 m. Nie były to jednak przemieszczenia o wartościach istotnych z uwagi na prowadzoną eksploatację, gdyż nie przekraczały na ogół kilkudziesięciu milimetrów. We wszystkich przypadkach można było zaobserwować wzrost deformacji wyrobisk wraz ze zbliżaniem się frontu eksploatacji. W odległości około 40–60 m przed czołem ściany rozpoczynał się w większości chodników znaczący przyrost przemieszczeń górotworu do przestrzeni wyrobiska. Największa intensywność w zakresie przyrostów wartości zaciskania zarówno pionowego, jak i poziomego była widoczna na odcinku około 10–20 m przed czołem ściany do około 20 m za frontem eksploatacji. Zdaniem autora zasadniczą przyczyną znacznych przyrostów przemieszczeń górotworu w tej odległości przed czołem ściany było występowanie w tym obszarze maksymalnych wartości naprężeń w pokładzie oraz skałach otaczających, co opisano na podstawie analizy literatury w rozdziałach 1.1 i 1.3 niniejszej publikacji.

Napreżenia, których wartości przekraczaja na ogół parametry wytrzymałościowe pokładu i skał powodują niszczenie ich struktury, co skutkuje przemieszczaniem się warstw skalnych do wyrobisk w postaci osiadania stropu, wypiętrzania spagu, czy też deformacji skał w ociosach. Odnosząc się do założeń teorii reakcji podłoża podanej przez Boreckiego (1955) można stwierdzić, że wzrost napreżeń spowodował zniszczenie struktury calizny pokładu, która jest podstawowym elementem podporowym przeciwstawiającym się ruchom górotworu. W badanych przypadkach maksymalne wartości zaciskania pionowego przed czołem ściany sięgały 800 mm, przy maksymalnych wartościach osiadania stropu wynoszących 300 mm i wypiętrzaniu skał spagowych osiągającym maksymalnie 500 mm. W przypadku ruchu skał spągowych można stwierdzić, że w badanych chodnikach występowało głównie zjawisko wypietrzania spagu, którego zasadnicza przyczyna jest koncentracja napreżeń w ociosach, spowodowana oddziaływaniem eksploatacji (Smołka 1977, 1978). Generalnie (z kilkoma wyjatkami) nie obserwowano zjawisk pęcznienia, czy rozmakania spagu. Zaciskanie poziome przed frontem ściany nie przekraczało 300 mm, co należy uznać za wartość umiarkowana. Tak niewielka wartość tego zaciskania świadczy o korzystnych parametrach wytrzymałościowych skał tworzacych ocjosy chodników (głównie calizny weglowej), których deformacje decyduja o przemieszczeniach poziomych skał (rozdz. 1.3).

Za czołem ściany, do odległości około 20 m, następował dalszy intensywny przyrost zaciskania chodników. W tym obszarze czynnikiem decydującym o rozwoju deformacji chodników była zmiana otoczenia tych wyrobisk z obustronnego otoczenia calizną węglową w jednostronne sąsiedztwo zrobów. Występujący za frontem eksploatacji ruch skał stropowych przechodzących w zawał powodował wzmożone osiadanie stropu, wypiętrzanie spągu, jak i zaciskanie poziome w chodnikach. Deformacje występowały z różnym nasileniem w poszczególnych wyrobiskach, na co miały wpływ własności wytrzymałościowe górotworu, parametry eksploatacji, czy też rodzaj obudowy. Generalnie można stwierdzić, że w zaciskaniu pionowym wyrobisk w większości przypadków dominowało wypiętrzanie spągu, przy mniejszym udziale osiadania stropu, co zostało poddane szczegółowej analizie w dalszej części rozdziału.

Na fotografiach 11a-d przedstawiono przykłady deformacji badanych chodników przyścianowych za frontem eksploatacji.



Fot. 11. Deformacje obudowy i przemieszczenia górotworu w badanych chodnikach przyścianowych za frontem eksploatacji: a, b – deformacje łuków stropnicowych spowodowane osiadaniem skał stropowych, c, d – deformacje wyrobisk przy dominującym ruchu skał spągowych (fot. autora)

Phot. 11. Support deformations and rock mass displacements in tested gate roads behind the mining front: a, b – deformations of top sections caused by roof rock sag, c, d – deformations of workings at dominating floor rock movement (author's photograph)

Fotografie 11a i b przedstawiają znaczną deformację łuków stropnicowych obudowy stalowej spowodowaną osiadaniem skał stropowych w strefie zawału, przy umiarkowanym ruchu skał spągowych. W przypadku deformacji widocznych na fotografiach 11c i d ruch spągu dominuje w przemieszczeniach górotworu do wyrobiska, zaś osiadanie stropu osiąga mniejsze wartości.

Po intensywnych przyrostach deformacji do około 20 m za czołem ściany jest widoczny początek pewnej stabilizacji przemieszczeń górotworu (rys. 35–38). Wyraźną stabilizację w przypadku większości badanych chodników zaobserwowano w odległości między 80 a 100 m za frontem eksploatacji. W tych odległościach zaciskanie chodników osiągało już 80–95% wartości zaciskania maksymalnego.

Z uwagi na fakt, że pomiary zaciskania w chodnikach rozpoczynano i kończono w różnej odległości zarówno przed, jak i za czołem ściany, w celu przeprowadzenia dalszej analizy wyników ujednolicono odcinki wyrobisk, przyjmując dla wszystkich przypadków równe odległości, tj. 100 m przed oraz 100 m za frontem eksploatacji.

Na podstawie wstępnych analiz, w badanych wyrobiskach wyodrębniono trzy strefy charakteryzujące się zróżnicowaną intensywnością przemieszczeń górotworu. Pierwsza strefa, w której wystąpiły umiarkowane deformacje chodników, rozpoczynała się od 100 m przed czołem ściany, a kończyła w odległości 10 m przed ścianą. Strefa druga, to obszar skrzyżowania ściany z chodnikami, który obejmował odcinek od 10 m przed frontem eksploatacji do 20 m za jego linią. Ostatnia, trzecia wyodrębniona strefa, to odcinek chodnika od 20 do 100 m za czołem ściany, kiedy obserwowano już procesy stabilizacji ruchów górotworu i dochodzenie do wartości maksymalnych. Na rysunku 39 przedstawiono przebieg średnich wartości zaciskania pionowego oraz poziomego, obliczony dla 23 chodników podścianowych, w wyodrębnionych strefach I–III.





Porównując przedstawione na rysunkach 35 i 38 krzywe zaciskania pionowego i poziomego z rysunkiem 39 można zauważyć, że dla każdej z wyodrębnionych stref przebieg zaciskania został rozdzielony i rozpoczyna się od wartości zerowych. Takie rozbicie pozwoliło na obliczenie procentowego udziału zaciskania pionowego i poziomego w poszczególnych strefach badanych chodników w odniesieniu do wartości maksymalnych, co przedstawiono w tablicach 5–6.
	W and blacks	Strefa I	Strefa II	Strefa III
Lp.	wyrodisko	%	%	%
1.	Chodnik B-21b	7	46	47
2.	Chodnik C-422	21	36	43
3.	Chodnik C-424	19	50	31
4.	Chodnik C-426	21	60	19
5.	Chodnik C-428	20	53	27
6.	Chodnik A-316	4	55	41
7.	Chodnik 808	16	47	37
8.	Chodnik 804	15	45	40
9.	Chodnik 4	27	47	26
10.	Chodnik 5	8	52	40
11.	Chodnik 2502	25	51	24
12.	Chodnik 321	9	60	32
13.	Dowierzchnia 2	2	78	20
14.	Chodnik 762	3	24	73
15.	Chodnik 063	23	48	29
16.	Dowierzchnia 3	26	57	18
17.	Chodnik odst. śc. 221	3	63	33
18.	Upadowa 2E	18	21	61
19.	Chodnik 6/615	19	50	31
20.	Chodnik podśc. śc. 322	27	41	31
21.	Chodnik 431	8	27	65
22.	Pochylnia IV	14	67	19
23.	Dowierzchnia 13	24	56	21
	ŚREDNIA	15,6	49,2	35,2

Tablica 5 Procentowy	/ udział zaciskania	pionowego w chodnikach	przyścianowych	w strefach I-III
rabilca J. i locentow		pionowego w chourikach	pizysolariowyori	w suciacii i–iii

Tablica 6. Procentowy udział zaciskania poziomego w chodnikach przyścianowych w strefach I-III

1.5	Werebiele	Strefa I	Strefa II	Strefa III
цр.	Wyrobisko	%	%	%
1.	Chodnik B-21b	37	38	24
2.	Chodnik C-422	18	47	35
3.	Chodnik C-424	32	45	23
4.	Chodnik C-426	6	78	16
5.	Chodnik C-428	10	55	35
6.	Chodnik A-316	10	36	53
7.	Chodnik 808	10	59	31
8.	Chodnik 804	17	23	60
9.	Chodnik 4	28	51	22
10.	Chodnik 5	17	54	29
11.	Chodnik 2502	13	52	35
12.	Chodnik 321	6	68	26
13.	Dowierzchnia 2	1	87	12
14.	Chodnik 762	2	64	34
15.	Chodnik 063	21	39	40
16.	Dowierzchnia 3	19	76	6
17.	Chodnik odst. śc. 221	3	19	79
18.	Upadowa 2E	13	15	72
19.	Chodnik 6/615	19	45	36
20.	Chodnik podśc. śc. 322	35	27	39
21.	Chodnik 431	14	36	50
22.	Pochylnia IV	10	76	14
23.	Dowierzchnia 13	24	28	49
	ŚREDNIA	15,7	48,6	35,6

Przedstawione w tablicach 5 i 6 wyniki obliczeń pozwalają na stwierdzenie, że procentowy udział zaciskania pionowego oraz poziomego w trzech wyznaczonych strefach na długości chodników przyścianowych był niemal identyczny. W strefie pierwszej procentowy udział zaciskania wynosił około 15% wartości maksymalnych. Największy procentowy udział wartości maksymalnych zarówno zaciskania pionowego, jak i poziomego, wystąpił w drugiej strefie chodników, obejmującej skrzyżowanie ze ścianą i wyniósł blisko 50%. W strefie trzeciej wystąpiło około 35% maksymalnych wartości zaciskania.

Prowadząc analizę zauważono znaczne zmienności poszczególnych wyników pomiarów, szczególnie w strefie I zarówno co do zaciskania pionowego, jak i poziomego, a także w strefie III, co do zaciskania poziomego, przy relatywnie mniejszej zmienności w strefie II. Uznano jednak, że analiza wartości średnich wyników pomiarów daje pewną ogólną informację odnośnie do przebiegu przemieszczeń skał oraz ich procentowych udziałów w poszczególnych strefach wyrobisk. Na podstawie średnich wartości deformacji sformułowano więc wniosek, że rejon skrzyżowania ściany z chodnikiem przyścianowym jest narażony w największym stopniu na wzmożone ruchy górotworu.

W przypadku zaciskania pionowego, istotne z punktu widzenia ruchowego, było określenie udziału osiadania stropu oraz wypiętrzania spągu. Jak podano wcześniej, wstępna analiza z uwzględnieniem przebiegu tych przemieszczeń skał, przedstawionych na rysunkach 35, 36 i 37, pozwoliła na stwierdzenie, że w zaciskaniu pionowym badanych chodników większy udział miało wypiętrzanie skał spągowych. Wyniki obliczeń procentowego udziału wypiętrzania spągu oraz osiadania stropu w całkowitej wartości zaciskania pionowego przedstawiono na rysunku 40, dla wartości średnich z grupy 23 chodników, przy podziale ich długości na trzy strefy.



Rys. 40. Procentowy udział osiadania stropu i wypiętrzania spągu w zaciskaniu pionowym chodników przyścianowych w poszczególnych strefach na ich długości; *d* – odległość od czoła ściany, I–III strefy deformacji, 1 – osiadanie stropu, 2 – wypiętrzanie spągu

Fig. 40. Percentage share of roof sag and floor heave in vertical convergence of gate roads in individual zones of their length; *d* – distance from the longwall face, I–III deformation zones, 1 – roof sag, 2 – floor heave

Przedstawiony na rysunku 40 procentowy udział osiadania stropu i wypiętrzania spągu w zaciskaniu pionowym chodników jest bardzo interesujący i wskazuje na zmienność tych wielkości w okresie prowadzonej eksploatacji. W odległości 100 m

przed czołem ściany wypiętrzanie spągu stanowiło około 70% wartości zaciskania pionowego chodników, przy 30% udziale osiadania skał stropowych. Następnie, w miarę zbliżania się do czoła ściany, wartości te również ulegały zmianie, a w odległości 10 m za frontem eksploatacji udział wypiętrzania spągu i osiadania stropu w zaciskaniu pionowym był niemal jednakowy. Od około 20 m za czołem ściany, udział ten znów ulegał zróżnicowaniu, aby w odległości 100 m za ścianą osiągnąć zbliżone wartości procentowe, jakie występowały na początku, to jest 100 m przed frontem eksploatacji. Z analizy tej wynika, że w rejonie skrzyżowania chodników przyścianowych ze ścianą, wartości osiadania stropu oraz wypiętrzania spągu były bardzo zbliżone (strefa II), natomiast w strefach I i III dominujące było wypiętrzanie spągu.

Jako miarę wszystkich deformacji występujących w chodnikach przyścianowych przeanalizowano również zmiany powierzchni przekrojów poprzecznych w badanych wyrobiskach. Dla każdego z chodników opracowano karty pomiarowe, w których podano wysokość, szerokość wyrobiska oraz wartość pola przekroju poprzecznego w wybranych odległościach przed i za czołem ściany. Przykład karty pomiarowej dla jednego z chodników przedstawiono w tablicy 7.

Tablica 7. Karta pomiarowa zmian pola powierzchni przekroju poprzecznego chodnika przyścianowego C-426 w różnej odległości od czoła ściany

Chodnik C-426, pokład 334/2 – obudowa ŁP8	/V25 – powierzchnia 13,04 m ²							
13,04 m2	100 m przed czołem ściany - wysokość w świetle - szerokość w świetle - pole przekroju w świetle	3,30 m 4,70 m 13,04 m²						
12,86 m2	50 m przed czołem ściany - zaciskanie pionowe - osiadanie stropu - wypiętrzanie spągu - zaciskanie poziome - pole przekroju w świetle - procentowa utrata przekroju	58 mm 18 mm 40 mm 28 mm 12,86 m ² 1,4%						
11,98 m2	10 m przed czołem ściany - zaciskanie pionowe - osiadanie stropu - wypiętrzanie spągu - zaciskanie poziome - pole przekroju w świetle - procentowa utrata przekroju	302 mm 81 mm 221 mm 40 mm 11,98 m ² 8,1%						
10,39 m2	Czoło ściany - zaciskanie pionowe - osiadanie stropu - wypiętrzanie spągu - zaciskanie poziome - pole przekroju w świetle - procentowa utrata przekroju	650 mm 290 mm 360 mm 160 mm 10,39 m ² 20,3%						



Na rysunku 41 przedstawiono procentowe straty pola powierzchni przekrojów poprzecznych, jakie wystąpiły w badanych chodnikach na linii czoła ściany oraz w odległościach 100, 50 i 10 m przed oraz za ścianą. Podano też wartości średnie obliczone dla 23 chodników oraz – w celu porównania – wartości maksymalne i minimalne strat powierzchni przekroju poprzecznego wyrobisk.



Rys. 41. Wyrażona w procentach strata pola powierzchni przekroju poprzecznego badanych chodników przyścianowych w wybranej odległości od czoła ściany d; 1 – najmniejsza, 2 – średnia, 3 – największa
 Fig. 41. Expressed in per cent loss of cross-section surface field of tested gate roads at selected distances from the longwall face d: 1 – lowest, 2 – medium, 3 – highest

Z danych przedstawionych na rysunku 41 wynika, że pole powierzchni w badanych chodnikach przyścianowych, w odniesieniu do wartości średnich, zmniejszyło się o blisko 30% w odległości 100 m za frontem eksploatacji. Maksymalny ubytek pola powierzchni przekroju wyniósł około 43%, zaś przy najmniejszych deformacjach pole przekroju wyrobiska zmniejszyło się o około 12% wartości początkowej.

3.5. Określanie wpływu wybranych wielkości geologiczno-górniczych na zaciskanie chodników przyścianowych

Dysponując obszernym materiałem badawczym przebiegu zaciskania 23 chodników przyścianowych przechodzacych z obustronnego otoczenia calizna weglowa w jednostronne sasiedztwo zrobów, podjeto próby określenia zależności deformacji tych wyrobisk od wybranych wielkości geologiczno-górniczych, które w znacznej cześci zostały przedstawione w tablicy 1. Przeprowadzono wiele analiz, polegających na porównywaniu wartości przemieszczeń górotworu z określonymi wielkościami geologicznymi (głębokość zalegania pokładu, parametry wytrzymałościowe pokładu i skał otaczających, nachylenie), czy górniczymi (wysokość ściany, długość ściany, predkość postepu dobowego). Przykład poszukiwań takich zależności przedstawiono na rysunku 42. Jak można zauważyć nie uzyskano widocznej zależności miedzy wybranymi wielkościami geologicznymi a wartościa zaciskania chodników przyścianowych. Oprócz analiz przedstawionych na tych rysunkach prowadzono również analizy wpływu innych wielkości, w tym górniczych, nie uzyskując również zadowalających wyników. Fakty te potwierdziły poglad, że zaciskanie wyrobisk przyścianowych jest procesem złożonym i zależnym od wielu czynników. Stwierdzono także, że w celu określenia mechanizmów deformacji chodników przyścianowych jest niezbedna analiza całego przebiegu krzywych zaciskania, a nie jedynie wartości końcowych. Wynikało to z faktu zmienności przebiegu tych krzywych na długość chodników zarówno przed, jak i za czołem ściany.





Rys. 42. Przykładowe analizy wpływu wybranych wielkości geologicznych na wartość zaciskania chodników w odległości 100 m za czołem ściany; G – głębokość zalegania, R_{cstr} , R_{cp} , R_{cw} – odpowiednio wytrzymałość na ściskanie stropu, spągu, węgla pokładu, C – osiadanie stropu, W – wypiętrzanie spągu, M – zaciskanie poziome Fig. 42. Exemplary analyses of impact of selected geological parameters on the road convergence value at the

distance of 100 m behind the longwall face; G – depth of occurrence, R_{cstr} , R_{cp} , R_{cw} – compressive strength of roof, floor, coal seam, respectively, C – roof sag, W – floor heave, M – horizontal convergence

Wnioski te skłoniły autora do poszukiwań wpływu wzajemnie powiązanych wielkości geologiczno-górniczych na przebieg zaciskania chodników przyścianowych na całej ich długości, która została określona na 100 m przed czołem ściany do 100 m za ścianą. Analizy w pierwszej kolejności dotyczyły osiadania skał stropowych w chodnikach, gdyż ten rodzaj przemieszczeń górotworu w znacznym stopniu decyduje o pozostałych ruchach, tj. wypiętrzaniu spągu oraz zaciskaniu poziomym, co potwierdzają wcześniejsze ustalenia Bilińskiego (1989, 1992).

Do określenia zależności między wybranymi wielkościami geologiczno-górniczymi a osiadaniem stropu w badanych chodnikach przyścianowych, stworzono model geometryczny osiadania skał stropowych w tych wyrobiskach (Prusek 2008d). Model ten opisuje przebieg krzywej osiadania stropu w sposób uproszczony za pomocą trzech prostych (rys. 43).

Pierwsza prosta P_1 przebiega od odległości 100 m przed frontem eksploatacji, drugą prostą P_2 zastosowano do aproksymacji osiadania stropu w rejonie skrzyżowania ściana–chodnik, natomiast trzecia prosta P_3 odzwierciedla końcową fazę ruchów skał stropowych za czołem ściany. Założono, że proste te przecinają się w charakterystycznych punktach, jednym przed frontem ściany – punkt A i drugim za ścianą – punkt B. W pierwszym etapie prac nad modelem geometrycznym przystąpiono do określenia kątów nachylenia prostych. Analiza wyników badań dołowych wykazała, że we wszystkich 23 przypadkach przed frontem eksploatacji występowało niewielkie osiadanie stropu, które można aproksymować prostą P₁ o nachyleniu $\alpha_1 = 1^\circ$. W celu przeprowadzenia drugiej prostej modelu P₂ określono wartość kąta jej nachylenia α_2 . Podobnie w przypadku prostej P₃ określono wartości kąta α_3 . Do prawidłowego wyznaczenia kątów nachyleń przedstawionych prostych ważne było przyjęcie odpowiedniej skali; w tym wypadku była ona następująca: oś pozioma – odległość od czoła ściany 1 cm = 10 m, oś pionowa – osiadanie stropu 1 cm = 100 mm. Kąty nachylenia oraz położenie punktów A i B wyznaczono dla każdego badanego chodnika przyścianowego, a uzyskane wartości zestawiono w tablicy 8.



Rys. 43. Uproszczony model geometryczny osiadania skał stropowych w chodnikach przyścianowych: *d* – odległość od czoła ściany, *C* – osiadanie stropu, P1, P2, P3 – proste odwzorowujące osiadanie stropu, A, B – punkty przecięcia prostych odpowiednio przed frontem ściany i za ścianą (Prusek 2008d)

Fig. 43. Simplified geometric model of roof rock sag in gate roads: d – distance from the longwall face, C – roof sag, P1, P2, P3 – straight lines reproducing roof sag, A, B – crossing points of straight lines before the longwall front and behind the longwall, respectively (Prusek 2008d)

\mathbf{T}	Tablica 8. Parametry uproszczonego modelu geometrycznego osiadania skał stropowy	/ch w chodnikach przvśc	ianowvch
--------------	----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------	----------

Wyrobisko	Położenie punktu A (przed ścianą), m	Kąt α₂ stopień	Położenie punktu B (za ścianą), m	Kątα₃ stopień
Chodnik B-21b	16,0	51,0	30,0	2,7
Chodnik C-422	10,0	51,0	32,0	2,0
Chodnik C-424	10,0	52,0	31,0	2,0
Chodnik C-426	10,0	49,0	27,0	2,0
Chodnik C-428	11,0	50,0	29,0	2,1
Chodnik A-316	6,0	43,0	19,0	2,5
Chodnik 808	8,0	50,0	28,0	2,3
Chodnik 804	10,0	46,0	36,0	2,1
Chodnik 4	17,0	59,0	20,0	2,2
Chodnik 5	12,5	54,0	23,0	2,0
Chodnik 2502	6,5	45,0	16,0	3,0
Chodnik 321	12,0	41,0	26,0	1,8
Dowierzchnia 2	7,0	48,0	18,0	1,9
Chodnik 762	5,0	43,0	14,0	2,5
Chodnik 063	10,0	53,0	20,0	3,1

Dowierzchnia 3	15,0	50,0	20,0	2,0
Chodnik odst. śc. 221	6,0	34,0	25,0	2,2
Upadowa 2E	6,0	48,0	21,0	2,8
Chodnik 6/615	11,0	48,0	25,0	2,0
Chodnik podśc. śc. 322	16,0	47,0	18,0	2,5
Chodnik 431	6,5	32,0	25,0	1,9
Pochylnia IV	11,0	52,0	15,0	2,1
Dowierzchnia 13	10,0	41,0	23,0	1,9

Po określeniu parametrów modelu dla badanych chodników przyścianowych podjęto próby znalezienia zależności między tymi parametrami a wielkościami charakteryzującymi warunki geologiczno-górnicze, jakie występowały w rejonach badań.

Położenie punktu przecięcia prostych P₁ i P₂ – punkt A

Pierwszym z analizowanych elementów modelu był punkt A przecięcia się prostych P₁ i P₂, którego położenie przed frontem eksploatacji uzależniono od stosunku wartości maksymalnego naprężenia pionowego σ_{zmax} w pokładzie do wartości wytrzymałości na ściskanie R_{cw} pokładu oraz średniej prędkości postępu dobowego ścian v.

Na podstawie analizy położenia punktu A i wartości wyrażenia $\frac{\sigma_{zmax}\sqrt{v}}{R_{out}}$ dla po-

szczególnych chodników, jak również biorąc pod uwagę najlepsze dopasowanie do otrzymanych wartości, przyjęto, że wzajemny związek między tymi wielkościami zostanie opisany za pomocą równania prostej o ogólnej postaci y = ax + b. Następnie, z wykorzystaniem programu STATISTICA 8.0 (Statistica 2008) metodą regresji liniowej obliczono wartości współczynników *a i b*, co przedstawiono na rysunku 44.



Rys. 44. Wyniki obliczeń statystycznych oraz przebieg funkcji do obliczania położenia punktu A Fig. 44. Results of statistical calculations and course of functions for point A position calculation

Podstawiając wyniki obliczeń statystycznych do ogólnego równania prostej otrzymano zależność, przy współczynniku korelacji R = 0,83, do obliczania położenia punktu A

$$A = 1,2456 \left(\frac{\sigma_{z \max} \sqrt{\nu}}{R_{cw}} \right) + 3,7866, \text{ m}$$
(15)

gdzie:

v – średnia dobowa prędkość postępu ściany, m/dobę;

 R_{cw} – wytrzymałość na ściskanie pokładu węgla, MPa;

 $\sigma_{z \max}$ – maksymalne naprężenie (ciśnienie) w pokładzie przed czołem ściany, spowodowane oddziaływaniem frontu eksploatacji, obliczane w przybliżeniu z zależności

$$\sigma_{z \max} = 3q, \text{ MPa}$$
(16)

q – ciśnienie górotworu obliczane ze wzoru (Biliński, Dreinert, Kostyk 1996)

$$q = 0.02m_c G \cos \alpha, \text{ MPa}$$
(17)

- *m_c* współczynnik modyfikacji górotworu (Biliński, Dreinert, Kostyk 1996; Biliński 2005);
- G głębokość eksploatacji, m;
- α kąt nachylenia pokładu, stopnie.

Wartość maksymalnego naprężenia pionowego, jakie występuje w pokładzie przed frontem eksploatacji zawałowej, może być dokładnie obliczana dla określonego przypadku za pomocą znanych zależności, otrzymanych na przykład z wykorzystaniem teorii fali ciśnień, czy reakcji podłoża (Borecki 1955; Biliński 1968; Kłeczek 1994; Filcek 1997), obliczana za pomocą modelowania numerycznego (Cała, Piechota, Tajduś 2004; Junker i in. 2006) lub obliczana analitycznie (Gil 1991; Drzęźla, Białek, Jaworski 1988; Dymek 1969). W celu wyznaczenia wartości $\sigma_{z max}$ do obliczenia położenia punktu A przyjęto założenie, że naprężenie to jest trzykrotnie większe od wartości ciśnienia pierwotnego, co jest pewnym przybliżeniem, przyjmowanym w literaturze. Na podstawie różnych publikacji można podać, że maksymalne naprężenie w pokładzie wybieranym z zawałem stropu może osiągnąć w przybliżeniu do 6,0 wartości naprężenia pionowego wynikającego z głębokości p_z (Bieniawski 1987; Brady, Brown 2006; Junker i in. 2006; Parysiewicz 1967; Peng 2006; Zorin, Khalimendik, Kolesnikov 2001).

Biorąc pod uwagę uzyskaną zależność (15) można stwierdzić, że początek przyrostu osiadania stropu przed czołem ściany jest uzależniony od stosunku maksymalnych naprężeń w pokładzie do jego wytrzymałości na ściskanie oraz od prędkości postępu dobowego. W przypadku, kiedy występujące w danych warunkach naprężenie przekracza wartość wytrzymałości calizny pokładu, następuje jej niszczenie i rozpoczęcie istotnego wzrostu osiadania skał stropowych. Dodatkowo, z zależności (15) można wyciągnąć wniosek, że przy wzroście prędkości postępu ściany, istotny przyrost osiadania skał stropowych w chodnikach przyścianowych będzie się rozpoczynał w większej odległości przed jej czołem.

Kąt nachylenia prostej P₂ – α₂

Wartość kąta nachylenia α_2 prostej P_2 została uzależniona od stosunku wartości maksymalnego naprężenia pionowego σ_{zmax} w pokładzie przed frontem eksploatacji do efektywnej wytrzymałości górotworu R_{ef} bezpośrednio otaczającego wyrobisko. Poddając analizie wartości kątów α_2 (tabl. 8) oraz obliczonych dla każdego chodnika wartości stosunku $\frac{\sigma_{zmax}}{R_{ef}}$ przyjęto, że związek między tymi wielkościami zostanie

opisany funkcją o ogólnej postaci $y = ax^b$. Wyniki obliczeń statystycznych metodą regresji nieliniowej pozwoliły na obliczenie wartości stałych *a* i *b* przyjętej funkcji (rys. 45).



Rys. 45. Wyniki obliczeń statystycznych oraz przebieg funkcji dla kąta α_2 nachylenia prostej P_2 Fig. 45. Results of statistical calculations and course of function for the angle of inclination α_2 of straight line P_2

Po podstawieniu wartości stałych *a* i *b* do ogólnej postaci funkcji $y = ax^b$ uzyskano, przy współczynniku korelacji R = 0,78, wzór pozwalający na obliczenie wartości kąta α_2

$$\alpha_2 = 39.4 \cdot \left(\frac{\sigma_{z \max}}{R_{ef}}\right)^{0.4117}, \text{stopień}$$
(18)

gdzie R_{ef} – efektywna wytrzymałość górotworu, obliczona jako średnia ważona wytrzymałość na ściskanie skał bezpośrednio otaczających wyrobisko.

W zależności od gabarytów wyrobiska do określenia średniej ważonej wytrzymałości bierze się pod uwagę warstwy skalne występujące:

- w stropie wyrobiska o zasięgu większego wymiaru (szerokość lub wysokość wyrobiska) (Chudek i in. 1999),
- w ociosach wyrobiska,
- w spągu wyrobiska o zasięgu połowy większego wymiaru (szerokość lub wysokość wyrobiska).

Wartość wytrzymałości R_{ef} jest obliczana ze wzoru (Łojas, Łaboński 1980)

$$R_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^{n} R_{ef} m_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i}, \text{MPa}$$
(19)

gdzie m_i – grubość warstwy skalnej, m.

Przedstawiona zależność (18) wskazuje, że intensywność osiadania stropu w rejonie skrzyżowania ściany z chodnikiem jest zależna od wartości maksymalnych naprężeń w pokładzie, w stosunku do wytrzymałości na ściskanie skał tworzących otoczenie chodnika.

Położenie punktu przecięcia prostych P2 i P3 – punkt B

Punkt B w modelu wyznacza położenie przecięcia się prostych P_2 i P_3 za frontem eksploatacji. Z pomiarów dołowych wynika, że punkt ten był zlokalizowany w chodnikach w odległości za ścianą od 14 do 36 m (tabl. 8). Od tego punktu następowała już pewna stabilizacja osiadania skał stropowych. Położenie punktu B powiązano z budową litologiczną skał stropowych określaną przez liczbę stropu L_{st} , którą oblicza się z zależności (Dubiński, Konopko 2000)

$$L_{st} = \sum (h_i r_i) \tag{20}$$

gdzie:

- h_i grubość poszczególnych warstw danego rodzaju skał do wysokości 100 m nad eksploatowanym pokładem,
- r_i średni współczynnik redukcyjny, który dla poszczególnych warstw skalnych wynosi:
 - 0,31 dla węgla,
 - 0,29 dla łupka ilastego,
 - 0,62 dla łupka piaszczystego,
 - 1,00 dla piaskowca,
 - 0,04 dla zrobów zawałowych,
 - 0,01 dla zrobów podsadzkowych.

Związek między położeniem punktu B a wartością liczby stropu L_{st} określono metodą analizy regresji nieliniowej, po przyjęciu funkcji o ogólnej postaci $y = ae^{bx}$. Wyniki obliczeń współczynników *a* i *b* przedstawiono na rysunku 46.



Rys. 46. Wyniki obliczeń statystycznych oraz przebieg funkcji dla punktu B za frontem ściany; *L*_{st} – liczba stropu Fig. 46. Results of statistical calculations and course of function for point B behind the longwall front; *L*_{st} – roof number

Otrzymany wzór, przy współczynniku korelacji R = 0,71, dla obliczenia położenia punktu przecięcia B przedstawia się następująco

$$B = 53,178e^{-0,0124L_{st}}, m$$
(21)

gdzie L_{st} – liczba stropu.

Z wykresu przedstawionego na rysunku 46 wynika, że w przypadku skał o większych wartościach liczby L_{st} , punkt B jest zlokalizowany bliżej czoła ściany. W takim przypadku występuje mniejsze osiadanie skał stropowych, a odległość za ścianą, w której następuje stabilizacja przemieszczeń skał stropowych, jest mniejsza. Kiedy w stropie pokładu zalegają skały o mniejszych wartościach liczby L_{st} , wówczas osiadanie skał stropowych jest większe, a stabilizacja ruchów stropu następuje w większych odległościach za czołem ściany.

Kąt nachylenia prostej P₃ – α₃

Ostatnim z parametrów opracowanego modelu geometrycznego osiadania skał stropowych w chodnikach przyścianowych jest kąt nachylenia α_3 prostej P₃. Biorąc pod uwagę między innymi prace dotyczące ochrony powierzchni przed skutkami eksploatacji (Kowalski 1985; Kwiatek i in. 1998), wartość nachylenia prostej P₃ została uzależniona od wysokości prowadzonej eksploatacji. Do wyznaczenia zależności między tymi wielkościami, podobnie jak w przypadku kąta α_2 oraz punktu B, obliczenia statystyczne metodą regresji nieliniowej przeprowadzono dla funkcji $y = ae^{bx}$. Wyni-ki obliczeń przedstawiono na rysunku 47.



Rys. 47. Wyniki obliczeń statystycznych oraz przebieg funkcji dla kąta α₃ nachylenia prostej P₃; *h* – wysokość ściany
 Fig. 47. Results of statistical calculations and course of function for the angle of inclination α₃ of straight line P₃; *h* – longwall height

Kąt α_3 nachylenia prostej P_{3} , przy współczynniku korelacji R = 0.88, wyznacza się ze wzoru

$$\alpha_3 = 1,33891e^{0,21766h}$$
, stopień (22)

gdzie *h* – wysokość ściany, m.

Z otrzymanej zależności, przedstawionej na rysunku 47, wynika, że wzrost wysokości ściany powoduje zwiększanie się wartości kąta α_3 nachylenia prostej P₃, co skutkuje większymi wartościami osiadania stropu w chodniku.

Zaprezentowany model geometryczny, opisujący w uproszczony sposób przebieg osiadania stropu w chodnikach przyścianowych, pozwolił na wyodrębnienie kilku istotnych wielkości geologiczno-górniczych mających wpływ na ostateczną wielkość osiadania stropu. Do wielkości tych zaliczono: maksymalną wartość naprężenia w pokładzie przed frontem eksploatacji, wytrzymałość na ściskanie: pokładu, skał stropowych i spągowych, liczbę stropu oraz średnią prędkość postępu dobowego, jak i wysokość ściany. Podane zależności umożliwiają oszacowanie przebiegu osiadania stropu w określonym przypadku projektowanej eksploatacji, dając wstępne informacje odnośnie do intensywności ruchów górotworu, czy też możliwej deformacji obudowy.

Zgodnie z przyjętym wcześniej założeniem, że pozostałe przemieszczenia górotworu w chodnikach przyścianowych, tj. wypiętrzanie skał spągowych oraz zaciskanie poziome są związane z osiadaniem stropu, podjęto próbę stworzenia uproszczonych modeli geometrycznych do opisu tych deformacji chodników przyścianowych. Podstawę modeli stanowiły również trzy proste P_1-P_3 przecinające się w charakterystycznych punktach A i B oraz o kątach nachylenia $\alpha_1-\alpha_3$. Wyznaczone wartości poszczególnych parametrów geometrycznego modelu wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego skorelowano z odpowiadającymi im parametrami modelu osiadania stropu, np. punkt dla osiadania stropu A z punktami dla wypiętrzania spągu A_{ws} i zaciskania poziomego A_{zp} . W celu rozróżnienia oznaczeń parametrów modeli wprowadzono dodatkowe indeksy: ws – wypiętrzanie spągu, zp – zaciskanie poziome. W wyniku przeprowadzonych analiz powiązano ze sobą cztery parametry modeli geometrycznych osiadania stropu, wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego, tj. punkty A i B oraz kąty α_2 i α_3 , uzyskując zależności ze współczynnikami korelacji R większymi od 0,7 (tabl. 9).

Tablica 9.	Wyniki	uzyskanych	zależności	między	parametrami	modelu	geometrycznego	osiadania	stropu	a	para-
metrami m	odeli ge	ometrycznyc	h wypiętrza	nia spąg	u oraz zaciska	ania pozi	omego				

Parametr modelu osiadania stropu	Parametr modelu wypiętrzania spągu	Wartość współ- czynnika kore- lacji <i>R</i>	Parametr modelu zaciskania poziomego	Wartość współczynnika korelacji <i>R</i>
Punkt A	$A_{ws} = 3,857 A^{0,647}$	0,72	$A_{zp} = 0,292A^{1,6198}$	0,85
Kąt α₂	$\alpha_{2ws} = 2,175e^{0,0601\alpha_2}$	0,72	$\alpha_{2zp} = 2,318e^{0,0603\alpha_2}$	0,74
Punkt B	$B_{ws} = 14,64 \mathrm{e}^{0,0369B}$	0,80	$B_{zp} = 9,452 \mathrm{e}^{0,0456B}$	0,78
Kąt α₃	$\alpha_{3_{WS}} = 1,206e^{0,522\alpha_3}$	0,83	$\alpha_{3_{zp}} = 1,590e^{0,306\alpha_3}$	0,77

W przypadku kąta nachylenia α_1 prostej P₁ w modelu wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego wyznaczono odrębne zależności, gdyż w przeciwieństwie do osiadania stropu wartość tego kąta była zróżnicowana i wynosiła odpowiednio 1,2–4,7° oraz 1,0–15°.

Wartość kąta nachylenia w modelu wypiętrzania spągu α_{1ws} prostej P_{1ws} została uzależniona od stosunku wartości ciśnienia górotworu *q* przed frontem eksploatacji do pierwiastka wytrzymałości na ściskanie skał spągowych R_{sp} . Poddając analizie warto-

ści kątów α_{1ws} oraz obliczonych dla każdego chodnika wartości stosunku $\frac{q}{\sqrt{R_{sp}}}$ przy-

jęto, że związek między tymi wielkościami zostanie opisany funkcją o ogólnej postaci $y = ae^{bx}$. Wyniki obliczeń statystycznych metodą regresji nieliniowej pozwoliły na obliczenie wartości stałych *a* i *b* przyjętej funkcji (rys. 48).



Rys. 48. Wyniki obliczeń statystycznych oraz przebieg funkcji dla kąta α_{1WS} nachylenia prostej P₁ Fig. 48. Results of statistical calculations and course of function for the angle of inclination α_{1WS} of straight line P₁

Po podstawieniu wartości stałych *a* i *b* do ogólnej postaci funkcji $y = ae^{bx}$, przy współczynniku korelacji R = 0,87, otrzymuje się wzór pozwalający na obliczenie wartości kąta α_{1ws}

$$0,7054 \left(\frac{q}{\sqrt{R_{sp}}}\right), \text{ stopień}$$
(23)

gdzie:

q – ciśnienie górotworu obliczane ze wzoru (17), MPa;

 R_{sp} – wytrzymałość na ściskanie skał spągowych do głębokości równej szerokości chodnika, MPa.

Ogólną postać tego równania wykorzystano również do opisu zależności w przypadku kąta nachylenia α_{1zp} prostej P_{1zp} modelu zaciskania poziomego. Wartość tego kąta została uzależniona od stosunku wartości ciśnienia górotworu q przed frontem eksploatacji do średniej ważonej wytrzymałości na ściskanie skał w ociosach chodnika R_{co} . Wyniki obliczeń statystycznych metodą regresji nieliniowej przedstawiono na rysunku 49.



Rys. 49. Wyniki obliczeń statystycznych oraz przebieg funkcji dla kąta α_{1zp} nachylenia prostej P₁ Fig. 49. Results of statistical calculations and course of function for the angle of inclination α_{1zp} of straight line P₁

Ostatecznie, przy współczynniku korelacji R = 0.82, otrzymuje się wzór na obliczenie wartości kąta α_{1zp} w postaci

$$\alpha_{1zp} = 0,125e^{4,1144\left(\frac{q}{R_{co}}\right)}, \text{ stopień}$$
(24)

gdzie:

q – ciśnienie górotworu obliczane ze wzoru (17), MPa;

 R_{co} – średnia ważona wytrzymałość na ściskanie skał w ociosie chodnika, MPa.

Wyprowadzone zależności, będące wynikiem analiz wpływu wybranych wielkości geologiczno-górniczych na zaciskanie chodników przyścianowych, pozwalają na obliczenie parametrów opracowanego przez autora modelu geometrycznego, co z kolei umożliwia obliczenie wartości osiadania stropu, wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego tych wyrobisk. Model ten można więc traktować jako pierwszą z opracowanych metod prognozowania deformacji chodników przyścianowych.

3.6. Porównywanie zaciskania chodników podścianowych i nadścianowych oraz ocena wpływu frontu drugiej ściany na deformacje tych wyrobisk

W rozdziałach 3.4 i 3.5 przedstawiono analizę wyników pomiarów zaciskania chodników przyścianowych (podścianowych), zaliczonych do grupy I (rozdz. 3.3), tj. przechodzących z obustronnego otoczenia calizną węglową w jednostronne sąsiedztwo zrobów (rys. 34a). Wyniki tych badań stanowiły podstawę do wykonania analiz dla pozostałych grup chodników, a mianowicie chodników nadścianowych zlokalizowanych bezpośrednio lub w niewielkiej odległości od zrobów ściany sąsiedniej (grupa II – rys. 34b), a także chodników podścianowych wykorzystanych powtórnie, dla sąsiedniej ściany, w wariantach likwidowania bądź utrzymywania za jej frontem (grupa III i IV – rys. 34 c–d).

W przypadku chodników zaliczanych do grupy II porównano wyniki pomiarów zaciskania przeprowadzonych w chodnikach podścianowych (A-23, F-20a) i nadścianowych (A-23a, F-20b) dwóch ścian zawałowych. Podstawowe wielkości opisujące warunki geologiczno-górnicze w rejonie badań zestawiono w tablicy 1, natomiast fragmenty map z lokalizacją baz pomiarowych przedstawiono na rysunku 50a, b.



Rys. 50. Wycinki map pokładów z lokalizacją baz pomiarowych w chodnikach podścianowych i nadścianowych: a – ściana A-23, pokład 405, rejon chodników A-23 i A-23a, b – ściana F-20, pokład 405, rejon chodników F-20a i F-20b

Fig. 50. Seam map sectors with the location of measurement bases in headgates and tailgates: a – longwall A-23, seam 405, area of roads A-23 and A-23a, b – longwall F-20, seam 405, area of roads F-20a and F-20b

Jak można zauważyć, ściany A-23 oraz F-20 były prowadzone w jednostronnym sąsiedztwie zrobów zawałowych. Badane chodniki miały jednakową wielkość przekroju poprzecznego odpowiadającą rozmiarowi odrzwi obudowy ŁP9, które były stawiane z podziałką 0,8 m. W chodnikach nie stosowano żadnego wzmocnienia obudowy ŁP. Chodniki nadścianowe nie były wykorzystywane podczas prowadzenia ścian sąsiednich, lecz były nowo wydrążonymi wyrobiskami wzdłuż zrobów zawałowych (chodniki wtórne). Uzyskane wyniki pomiarów zaciskania chodników podścianowych i nadścianowych (grupa II) przedstawiono na rysunkach 51–52.



Rys. 51. Porównanie wyników pomiarów zaciskania chodnika podścianowego A-23 oraz nadścianowego A-23a; d – odległość od czoła ściany, Z, M, W – zaciskanie i wypiętrzanie

Fig. 51. Comparison of convergence measurement results of headgate A-23 and tailgate A-23a: *d* – distance from the longwall face, *Z*, *M*, *W* – convergence and heave







Porównując wyniki pomiarów zaciskania pionowego i poziomego chodników zauważono, że znacznie większym deformacjom uległy chodniki nadścianowe w odniesieniu do podścianowych. Zaciskanie pionowe chodników nadścianowych było o około 2,5 i 5,5 razy większe od zaciskania chodników podścianowych. Zaciskanie poziome chodników nadścianowych przekraczało około 3,5 do 4,0 razy zaciskanie chodników podścianowych. Wyrażone w procentach różnice między zaciskaniem chodników nadścianowych, w odniesieniu do maksymalnych wartości, jakie wystąpiły w chodnikach podścianowych, wynosiły:

- zaciskanie pionowe:
 - 431% chodnik nadścianowy A-23a,
 - 145% chodnik nadścianowy F-20b;
- zaciskanie poziome:
 - 260% chodnik nadścianowy A-23a,
 - 298% chodnik nadścianowy F-20b.

Rozpatrując pionowe przemieszczenia skał w analizowanych wyrobiskach można stwierdzić, że największy udział w zaciskaniu miały ruchy spągu. W przypadku chodników podścianowych średni udział wypiętrzania spągu wynosił około 60%, natomiast w chodnikach nadścianowych udział ten wzrósł do około 70%. Ponadto, należy zwrócić uwagę na fakt, że w chodnikach nadścianowych proces konwergencji zaczynał się znacznie wcześniej aniżeli w chodnikach podścianowych. Z rysunków 51 i 52 wynika, że istotne wzrosty przemieszczenia skał w chodnikach podścianowych rozpoczynały się w odległości około 60 m od czoła ściany, natomiast w chodnikach nadścianowych zaciskanie wzrastało już w odległości około 160 m od czoła ściany.

Na podstawie analiz uzyskanych wyników pomiarów przyjęto, że do oszacowania końcowej wartości zaciskania chodników nadścianowych likwidowanych bezpośrednio za czołem ściany, można wykorzystywać wyniki prognozowanego zaciskania chodników podścianowych, zwiększając je o odpowiednią wartość. Na podstawie wyników pomiarów, biorąc pod uwagę średnie różnice w zaciskaniu chodników podścianowych i nadścianowych, można podać następujące zależności między deformacjami tych wyrobisk:

• zaciskanie pionowe

$$Z_{NC} = 3.9 Z_{PC}, \,\mathrm{mm} \tag{25}$$

gdzie:

Z_{NC} – wartość zaciskania pionowego chodnika nadścianowego w czole ściany, mm;

 Z_{PC} – wartość zaciskania pionowego chodnika podścianowego w czole ściany, mm;

• zaciskanie poziome

$$M_{NC} = 3,8M_{PC}, \,\mathrm{mm} \tag{26}$$

gdzie:

 M_{NC} – wartość zaciskania poziomego chodnika nadścianowego w czole ściany, mm;

 $M_{\it PC}-$ wartość zaciskania poziomego chodnika podścianowego w czole ściany, mm.

Różnice występujące między zaciskaniem chodników podścianowych i nadścianowych zostały potwierdzone również przez doświadczenia zagraniczne (Bieniawski 1987; Peng 2006). Wynikają one głównie z odmiennego otoczenia tych wyrobisk. Chodniki podścianowe są zlokalizowane na ogół w obustronnym otoczeniu calizną węglową, zaś chodniki nadścianowe znajdują się w jednostronnym sąsiedztwie zrobów. Biorąc pod uwagę istotną rolę podporności calizny węglowej, sytuacja w przypadku chodników podścianowych jest o wiele bardziej korzystna, co potwierdziły wykonane przez autora obliczenia numeryczne wskazujące, że zasięgi strefy spękań wokół chodników nadścianowych były większe w odniesieniu do podścianowych (Prusek 2008f).

Analizując deformację chodników przyścianowych, należy zwrócić uwagę na duże znaczenie chodnika nadścianowego w stosowanym powszechnie w polskim górnictwie węgla kamiennego systemie ścianowym. Wielkość przekroju poprzecznego tych wyrobisk, szczególnie w przypadku stosowania systemu przewietrzania na U, przy eksploatacji w pokładach metanowych, decyduje o bezpieczeństwie pracy oraz możliwości osiągania zakładanych postępów dobowych ściany (Krause 2004, 2005, 2008).

Kolejną grupę analizowanych wyrobisk stanowiły chodniki podścianowe utrzymywane za frontem pierwszej ściany, przechodzące z obustronnego otoczenia calizną węglową w jednostronne sąsiedztwo zrobów, a następnie dodatkowo narażone na oddziaływanie frontu drugiej ściany. Bezpośrednio za jej frontem chodniki likwidowano (grupa III – rys. 34c). Do grupy tej zaliczono następujące wyrobiska: upadowa odstawcza, upadowa 2E, upadowa 12E oraz chodnik B-21b – rys. 53a i b. Wymienione upadowe znajdowały się w pokładzie 510 eksploatowanym na trzy warstwy (kolejno przystropowa, środkowa i przyspągowa). Podstawowe wielkości opisujące warunki geologicznogórnicze, w których znajdowały się zaliczone do grupy III wyrobiska, zestawiono w tablicy 1. Wszystkie wyrobiska były wykonane w obudowie ŁP, wzmocnionej przed frontem ściany stojakami ciernymi, zaś za ścianą dodatkowo pasem ochronnym z tworzyw mineralnych. W przypadku upadowej odstawczej, zlokalizowanej w przystropowej warstwie pokładu 510, między odrzwiami obudowy ŁP budowano trzy kotwie stalowe długości 2,2 m (Prusek, Majcher 2003; Prusek 2003b, 2005).

Wyniki pomiarów zaciskania poszczególnych chodników przedstawiono na rysunkach 54–57. W odróżnieniu od wcześniej przedstawianych wyników, tym razem przebieg zaciskania przedstawiono w funkcji czasu (dni pomiarowe) z wyraźnym zaznaczeniem wpływu pierwszej, a następnie drugiej ściany.

Przedstawiony na rysunkach 54–57 przebieg deformacji chodników przyścianowych wskazuje wyraźnie na istotny wpływ drugiej ściany na wartość zaciskania. Porównując wartości względnego zaciskania pionowego chodników przed frontem pierwszej, a następnie drugiej ściany, zauważa się różnice sięgające nawet 800% (upadowe: odstawcza oraz 2E). Oprócz znacznych różnic w wartościach zaciskania obserwuje się również szybszy przyrost deformacji przed frontem drugiej ściany w odniesieniu do pierwszej. Fakty te są związane ze zmianą otoczenia chodników przyścianowych, które przed czołem pierwszej ściany znajdowały się w obustronnym otoczeniu calizną węglową, zaś przed czołem drugiej ściany w jednostronnym sąsiedztwie zrobów.



Rys. 53. Wycinki map pokładów z lokalizacją baz pomiarowych w chodnikach przyścianowych utrzymywanych za frontem pierwszej ściany i likwidowanych za frontem drugiej ze ścian: a – upadowa odstawcza, pokład 510 – warstwa przystropowa – rejon ścian 331 i 332, b – chodnik B-21b, pokład 402, rejon ścian B-21 i B-23

Fig. 53. Seam map sectors with the location of measurement bases in gate roads maintained behind the front of the first longwall and eliminated behind the front of the second longwall: transport incline, seam 510 – layer adjacent to the roof – area of longwalls 331 and 332, b – road B-21b, seam 402, area of longwalls B-21 and B-23



Rys. 54. Wyniki pomiarów zaciskania pionowego (*Z*) upadowej odstawczej, pokład 510 warstwa przystropowa Fig. 54. Vertical convergence measurement results (*Z*) of transport incline, seam 510 layer adjacent to the roof



1 - vertical convergence Z, 2 - floor heave W, 3 - horizontal convergence M



Fig. 57. Convergence measurement results of road B-21b, seam 402: 1 – vertical convergence Z, 2 – floor heave W, 3 – horizontal convergence M

Porównując wartości zaciskania w momencie ich ustabilizowania się za frontem pierwszej ściany z zaciskaniem w czole drugiej ściany można stwierdzić, że różnice w zaciskaniu pionowym w badanych chodnikach wahały się od 68 do 167%, zaś w zaciskaniu poziomym od 73 do 114%. W związku z tym do obliczenia wielkości zaciskania w rejonie czoła drugiej ściany proponuje się, aby końcowe (maksymalne) zaciskanie chodnika podścianowego za frontem pierwszej ściany, zwiększyć o następujące wartości, które średnio wyniosły w przypadku:

zaciskania pionowego

$$Z_{DC} = 2,2Z_{PK}, \,\mathrm{mm} \tag{27}$$

gdzie:

 Z_{DC} – wartość zaciskania pionowego chodnika w czole drugiej ściany, mm;

- Z_{PK} wartość końcowa zaciskania pionowego chodnika za czołem pierwszej ściany, mm;
- zaciskania poziomego

$$M_{DC} = 2,0M_{PK},$$
 mm (28)

gdzie:

- M_{DC} wartość zaciskania poziomego chodnika podścianowego w czole drugiej ściany, mm;
- M_{PK} wartość końcowa zaciskania poziomego chodnika za czołem pierwszej ściany, mm.

Dodatkowo, na podstawie analizy wyników deformacji upadowych zlokalizowanych w trzech warstwach pokładu 510 można zauważyć, że wartości zaciskania tych wyrobisk były zbliżone, pomimo różnic w ich otoczeniu. Upadowa odstawcza była zlokalizowana w przystropowej warstwie pokładu 510 pod stropem naturalnym, zaś upadowe 2E i 12E znajdowały się odpowiednio w warstwach środkowej i przyspągowej, pod zrobami zawałowymi. Wynika stąd, że lokalizacja wyrobisk pod zrobami zawałowymi, czyli w górotworze odprężonym, nie zawsze skutkuje mniejszym zaciskaniem.

Ostatnią grupę badanych wyrobisk stanowiły chodniki podścianowe przechodzące z obustronnego otoczenia calizną węglową w jednostronne sąsiedztwo zrobów, utrzymywane za frontem pierwszej ściany, a następnie przechodzące w obustronne otoczenie zrobami i utrzymywane za frontem drugiej ściany (grupa IV – rys. 34d). W grupie tej znalazły się dwa chodniki: A–316 oraz 808, zlokalizowane w warunkach geologiczno-górniczych scharakteryzowanych w tablicy 1. Lokalizację baz pomiarowych przedstawiono na rysunku 58a i b.



Rys. 58. Wycinki map pokładów z lokalizacją baz pomiarowych w chodnikach przyścianowych utrzymywanych w obustronnym otoczeniu zrobami: a – chodnik A-316, pokład 330, rejon ścian 214 i 215, b – chodnik 808, pokład 349, rejon ścian 801 i 802

Fig. 58. Seam map sectors with measurement base location in gate roads maintained in both-sided gob environment: a – road A-316, seam 330, area of longwalls 214 and 215, b – road 808, seam 349, area of longwalls 801 and 802

W badanych chodnikach zastosowano obudowę ŁP9 w rozstawie 1,0 m. W chodniku A-316 za frontami pierwszej i drugiej ściany wykonano pasy ochronne z tworzyw mineralnych, natomiast w chodniku 808 taki pas wykonano za czołem pierwszej ściany, zaś podczas prowadzenia drugiej ze ścian, wzdłuż zrobów wykonano kaszt drewniany. Ponadto, w chodnikach tych zastosowano kotwienie stropu; w przypadku A-316 były to kotwie strunowe długości 4,5 m (Prusek 2004a, d), a w chodniku 808 – kotwie stalowe sztywne długości 2,5 m. Dodatkowym wzmocnieniem obudowy w chodniku 808 był również kaszt drewniany, budowany w osi wyrobiska pod co drugimi odrzwiami obudowy ŁP. Wyniki pomiarów zaciskania tych wyrobisk przedstawiono na rysunkach 59 i 60. Podobnie jak dla wyrobisk z grupy III przebieg zaciskania przedstawiono w funkcji czasu (dni pomiarów).



Uzyskane wyniki zaciskania pionowego chodników podścianowych utrzymywanych za frontem pierwszej ściany w jednostronnym sąsiedztwie zrobów, a następnie za frontem drugiej ściany w obustronnym otoczeniu zrobami były bardzo zbliżone. W obu przypadkach maksymalna zmierzona wartość zaciskania tych wyrobisk wyniosła około 2800 mm. Odnosząc wartości maksymalne zaciskania za frontem pierwszej ściany do wartości maksymalnych za frontem drugiej ściany zauważa się, że różnice w zaciskaniu pionowym wynosiły 135 i 420%, a w przypadku zaciskania poziomego 110 i 290%. Zaznaczyć należy, że różnice w zaciskaniu poziomym określono za pomocą ekstrapolacji otrzymanych krzywych, z uwagi na brak odpowiedniej liczby pomiarów za frontem drugiej ściany. Biorąc pod uwagę obliczone różnice między wartościami zaciskania chodników zlokalizowanych w jednostronnym i obustronnym otoczeniu zrobami zawałowymi podano zależności między deformacjami tych wyrobisk, i tak dla:

zaciskania pionowego

$$Z_{DK} = 3,8Z_{PK}, \,\mathrm{mm} \tag{29}$$

gdzie:

- Z_{DK} wartość końcowa zaciskania pionowego chodnika za czołem drugiej ściany, mm;
- Z_{PK} wartość końcowa zaciskania pionowego chodnika za czołem pierwszej ściany, mm;
- zaciskania poziomego

$$M_{DK} = 3.0 M_{PK}, \,\mathrm{mm}^{2}$$
 (30)

gdzie:

- $M_{\rm DK}$ wartość końcowa zaciskania poziomego chodnika za czołem drugiej ściany, mm;
- M_{PK} wartość końcowa zaciskania poziomego chodnika za czołem pierwszej ściany, mm.

Zauważyć można, że podane zależności, określające wpływ frontu drugiej ściany na zaciskanie chodników przyścianowych, różnią się od zależności przedstawionych w publikacji Nygi (1987), którą opisano w rozdziale 1.3 niniejszego opracowania. Określone przez autora współczynniki wskazują na większe wartości zaciskania chodników w przypadku wpływu drugiej ściany. Jednoznaczna ocena występujących różnic jest trudna. Wydaje się jednak, że oddziaływanie frontu drugiej ściany, mogące powodować nawet ośmiokrotny wzrost naprężeń (rys. 2, 4), może skutkować większym przyrostem zaciskania, jak to określił w swojej pracy Nyga.

Autor zdaje sobie sprawę, że zaproponowane zależności bazują jedynie na kilku przypadkach i wymagają dalszych badań. Dają one jednak już pewną przybliżoną informację na temat możliwych różnic w zaciskaniu chodników przyścianowych, znajdujących się w odmiennych warunkach górniczych. Cenne wydają się zwłaszcza badania określające wpływ drugiej ściany na wzrost zaciskania chodników przyścianowych, szczególnie utrzymywanych w obustronnym otoczeniu zrobami. Tego typu sytuacje bowiem bardzo rzadko występują obecnie w praktyce górniczej.

²⁾ Z uwagi na niewystarczającą liczbę pomiarów zaciskania poziomego, wykonanych za frontem drugiej ściany, wartość przyjętego współczynnika określono szacunkowo.

3.7. Porównywanie zaciskania chodników przyścianowych, zlokalizowanych w zbliżonych warunkach geologiczno-górniczych, w których zastosowano różne warianty obudowy

W całej grupie badanych chodników przyścianowych znalazły się cztery wyrobiska zlokalizowane w bardzo zbliżonych, niemal identycznych warunkach geologiczno-górniczych, co przy założeniu podobnych wartości naprężeń, jakie powinny wystąpić w takim przypadku w górotworze, stworzyło możliwość przeprowadzenia analiz wpływu obudowy na przebieg deformacji tych wyrobisk. Chodnikami tymi były: C-422, C-424, C-426 oraz C-428, będące wyrobiskami przyścianowymi ścian zawałowych o numerach 18–21, które prowadzono w tej samej partii pokładu 334/2 w kopalni "Murcki". Dane geologiczno-górnicze tych chodników przedstawiono w tablicy 1 (rozdz. 3.1) oraz tablicy 3 (rozdz. 3.3), zaś na rysunku 61 przedstawiono ich lokalizację w partii pokładu 334/2.



Rys. 61. Lokalizacja chodników C-422–428 w partii pokładu 334/2 – kopalnia "Murcki" Fig. 61. Location of roads C-422–428 in a part of seam 334/2 – "Murcki" mine

Do szczegółowej analizy tej grupy chodników skłoniły autora interesujące wyniki pomiarów ich zaciskania, które przedstawiono na rysunku 62.



Rys. 62. Wyniki pomiarów zaciskania pionowego chodników: C-422, C-424, C-426 oraz C-428 w kopalni "Murcki"; *d* – odległość od czoła ściany, *Z*_{śr} – średnie zaciskanie pionowe

Fig. 62. Vertical convergence measurement results of roads: C-422, C-424, C-426, and C-428 at the "Murcki" mine; d – distance from the longwall face, Z_{sr} – average vertical convergence

Z rysunku tego wynika, że zaciskania pionowe chodników C-422, C-424 oraz C-426 były bardzo zbliżone i wynosiły około 1600 mm, tymczasem zaciskanie chodnika C-428 w odległości 187 m za czołem ściany 21 wyniosło 804 mm, co odnosząc do zaciskania pozostałych chodników w tej odległości za ścianami 18, 19 i 20 – daje różnicę bliską 100%. Ponadto, istotny wzrost zaciskania pionowego w chodniku C-428 rozpoczął się około 40 m przed frontem eksploatacji, natomiast w chodnikach 422–426 zaciskanie pionowe wzrastało już w odległości średnio 80 m przed czołem ścian.

Z uwagi na to, że warunki geologiczno-górnicze tych wyrobisk zasadniczo nie różniły się, można wyciągnąć wniosek, że istotny wpływ na tak znaczne zróżnicowanie zaciskania chodników miała obudowa. W wyrobiskach tych stosowano bardzo zbliżoną obudowę podstawową, a mianowicie w chodnikach C-422, C-424 oraz C-426 budowano z rozstawem 1,0 m odrzwia obudowy stalowej łukowej podatnej o wielkości 8, wykonane z kształtownika V25. W chodniku C-428 stosowano również obudowę stalową łukową podatną o identycznych parametrach, lecz o formacie odrzwi 9. We wszystkich chodnikach, przed frontem ścian, wykonywano przykotwienie łuków stropnicowych każdych odrzwi obudowy ŁP dwoma parami kotwi stalowych długości 2,5 m. Za frontem eksploatacji wzdłuż linii zrobów wykonywano pasy ochronne ze spoiwa mineralnego. Za czołem ścian, w chodnikach C-422–426, obudowa stalowa była wzmacniana za pomocą podciągu drewnianego podbudowanego pod każdymi odrzwiami stojakami drewnianymi. Schemat obudowy wraz z opisem dla chodnika C-426 (w chodnikach C-422 i C-424 obudowa była identyczna) zamieszczono w tablicy 3.

Zasadnicza różnica w obudowie omawianej grupy wyrobisk polegała na zastosowaniu w chodniku C-428 kotwi strunowych długości 4,5 m, które, co niezwykle istotne, zakładano podczas drążenia tego chodnika tuż za czołem przodka. W chodniku C-428, w celach badawczych, zastosowano dwa rozstawy odrzwi obudowy ŁP9/V25, tj. 1,0 i 1,3 m. Na odcinku wyrobiska z podziałką obudowy 1,0 m, odrzwia przykotwiano (oprócz dwóch par kotwi stalowych) przez prostkę z kształtownika V, kotwiami strunowymi (fot. 12a). W przypadku stosowania zwiększonej do 1,3 m podziałki odrzwi obudowy ŁP, oprócz przykotwiania odrzwi przez prostkę, stosowano kotwienie międzyodrzwiowe, także za pomocą kotwi strunowych długości 4,5 m (fot. 12b).



Fot. 12. Obudowa chodnika C-428: a – rozstaw odrzwi obudowy ŁP9/V25 – 1,0 m, przykotwianie odrzwi przez prostkę kotwiami strunowymi, b – rozstaw odrzwi obudowy ŁP9/V25 – 1,3 m, przykotwianie odrzwi przez prostkę kotwiami strunowymi oraz dodatkowo kotwienie między odrzwiami (fot. autora)

Phot. 12. Road C-428 support: a – clear interval of support \pm P9/V25 frame – 1,0 m, anchoring of frame through a connecting element by means of flexible bolts, b – clear interval of support \pm P9/V25 frame – 1.3 m, anchoring of frame through a connecting element by flexible bolts and additionally (author's photograph)

Porównujac uzyskany przebieg zaciskania chodników oraz ich obudowy, można stwierdzić, że zastosowanie w chodniku C-428 wysokiego kotwienia wpłyneło w istotny sposób na ograniczenie zaciskania. Kotwie strunowe zastapiły stosowane w pozostałych chodnikach za frontem eksploatacji stojaki drewniane, okazując się znacznie lepszym rozwiązaniem. Przewaga kotwi strunowych w stosunku do stojaków drewnianych wynika z całkowicie odmiennego działania tego typu obudowy, która polega na aktywnym wzmacnianiu górotworu, ograniczaniu rozwarstwienia i niedopuszczaniu do istotnego zmniejszenia jego parametrów (Cała, Flisiak, Tajduś 2001). Stojaki drewniane są typowo pasywnym rodzajem obudowy, a ich wzmacniające oddziaływanie, występujące w momencie, kiedy dojdzie już do rozwarstwień i spękań ponad obudowa podporowa i w rezultacie do przemieszczenia górotworu. Dodatkowo należy zauważyć, że zastosowanie w chodniku C-428 kotwi strunowych wpłyneło również korzystnie na prace konwencjonalnych kotwi stalowych, którymi przykotwiano odrzwia obudowy ŁP. Wpływ ten był szczególnie istotny za frontem eksploatacji, gdzie bardzo często obserwuje się zjawiska zrywania końcówek kotwi stalowych lub ich wysuwania się z górotworu wraz ze skałami zawału (fot. 13).

Warto zauważyć, że zastosowanie samego przykotwienia łuków stropnicowych za pomocą dwóch par kotwi stalowych, bez kotwi strunowych, nie wpłynęło zasadniczo na przebieg deformacji chodników C-422, C-424 oraz C-426 za frontem eksploatacji, czego prawdopodobną przyczyną były zjawiska opisane powyżej.



Fot. 13. Przemieszczenie się obudowy kotwiowej wraz ze skałami zawałowymi (fot. autora) Phot. 13. Roofbolting displacement along with caving rocks (author's photograph)

Analiza materiału badawczego z chodnika C-428 pozwoliła na sformułowanie również kilku spostrzeżeń odnośnie do stosowania zwiększonej podziałki odrzwi obudowy łukowej podatnej. Jak opisano wcześniej, w wyrobisku tym zastosowano odcinki w obudowie ŁP9/V25 w rozstawie odrzwi 1,0 i 1,3 m. Z rysunku 62 wynika, że zaciskanie pionowe chodnika w tych dwóch wariantach rozstawu odrzwi było niemal identyczne. W celu dokładniejszej analizy, na rysunkach 63–65 przedstawiono porównanie: osiadania stropu, wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego, jakie wystąpiły w chodniku C-428, z zastosowaniem dwóch wariantów podziałki odrzwi obudowy ŁP.





Fig. 63. Measurement results of roof sag C in the road C-428 of "Murcki" mine at the section with support distance 1.0 and 1.3 m; d – distance from the longwall face



Rys. 64. Wyniki pomiarów wypiętrzania spągu *W* w chodniku C-428 kopalni "Murcki" na odcinku z podziałką obudowy 1,0 i 1,3 m; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 64. Measurement results of floor heave *W* in the road C-428 of "Murcki" mine at the section with support distance 1.0 and 1.3 m; *d* – distance from the longwall face



Rys. 65. Wyniki pomiarów zaciskania poziomego *M* w chodniku C-428 kopalni "Murcki" na odcinku z podziałką obudowy 1,0 i 1,3 m; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 65. Measurement results of horizontal convergence M in the road C-428 of "Murcki" mine at the section with support distance 1.0 and 1.3 m; d – distance from the longwall face

Analiza przebiegów deformacji chodnika C-428 pozwala na podanie następujących spostrzeżeń i wniosków. Po pierwsze zastosowanie dodatkowo kotwi strunowej między odrzwiami obudowy podatnej umożliwiło, w tych konkretnych warunkach geologiczno--górniczych, zwiększenie podziałki odrzwi obudowy ŁP o 30%, przy czym nie zaobserwowano pogorszenia się stateczności wyrobiska. Co więcej, na odcinku z większą podziałką obudowy ŁP wystąpiło mniejsze osiadanie stropu (390 mm) aniżeli na drugim odcinku, gdzie osiągnęło 510 mm, co stanowi różnicę około 24% (rys. 63). Mniejsze było również zaciskanie poziome – różnica wynosiła około 26% (rys. 65); było to związane prawdopodobnie z mniejszym osiadaniem stropu, które wpływa na przemieszczanie ociosów wyrobiska. Zdaniem autora te różnice w deformacji chodnika wynikały głównie z korzystnego oddziaływania kotwi strunowej, umieszczonej między odrzwiami obudowy. Większa liczba kotwi strunowych na odcinku o zwiększonej podziałce obudowy ŁP, gdzie odstęp między kotwiami wynosił 1,3 m, w porównaniu z odstępem 2,0 m w wariancie drugim, spowodowała skuteczniejsze ograniczenie rozwarstwiania się stropu oraz utworzenie zwartego pakietu skał stropowych, co wpłynęło na zmniejszenie osiadania stropu i zaciskania poziomego. Nieco większe, o około 100 mm, było wypiętrzanie skał spągowych na odcinku w podziałce obudowy 1,3 m (rys. 64), co wynikało z faktu, że spąg był jedynym niewzmocnionym obszarem wyrobiska oraz z możliwego udziału zjawiska pęcznienia w ruchu tych warstw, na co obudowa nie ma już bezpośredniego wpływu.

Opisany przypadek utrzymywanych za ściana chodników przyścianowych, zlokalizowanych w tej samej partii pokładu, w której zastosowano różne warianty obudowy, jest pozytywnym przykładem korzystnego wpływu kotwienia wysokjego na ograniczenie deformacji wyrobisk oraz wskazuje na możliwość zwiekszania rozstawu odrzwi obudowy stalowej. Nie bez znaczenia wydaje sie moment zabudowy kotwi strunowych, które w przypadku analizowanego chodnika zakładano już podczas jego drażenia, ograniczając wystąpienie rozwarstwień skał stropowych. Uzyskane doświadczenia potwierdzają również pogląd, że w przypadku wyrobisk górniczych, takich jak chodniki przyścianowe, w których moga występować znaczne przemieszczenia górotworu, lepszą współpracę z obudową podporową zapewniają kotwie o większej podatności, na przykład linowe czy strunowe, w porównaniu z kotwiami sztywnymi (Rak. Stasica, Stopyra 1996). Ponadto, z uwagi na znaczny zasieg strefy spekań wokół chodników przyścianowych za frontem eksploatacji, należy założyć, że kotwie sztywne w wiekszości przypadków znajda się na całej długości w obszarze tej strefy, nie spełniając już za ścianą roli obudowy wzmacniającej. W takiej sytuacji znacznie skuteczniejsze jest stosowanie kotwi strunowych, czy też linowych o długości umożliwiającej ich mocowanie powyżej strefy spękań (Nierobisz 2008). Jak wykazuje przykład chodnika C-428 kotwie strunowe, z uwagi na wzmacnianie warstw stropowych

i ograniczanie rozwarstwień, mogą korzystnie wpływać również na pracę kotwi sztywnych, szczególnie za frontem eksploatacji.

Z uwagi na możliwości wynikające z obniżania kosztów przez zwiększanie podziałki obudów stalowych, korzystny wpływ kotwienia wysokiego na ograniczanie deformacji wyrobisk oraz dobrą współpracę kotwi strunowych z obudową podporową, wydaje się, że stosowanie obudów mieszanych podporowo-kotwiowych w chodnikach przyścianowych powinno stanowić w przyszłości ciekawą alternatywę dla dotychczas stosowanych systemów obudowy w polskich kopalniach.

W celu szerszego wprowadzenia obudowy podporowo-kotwiowej w kopalniach należy kontynuować prowadzone już badania nad współpracą tych dwóch rodzajów obudów oraz ich wpływem na warunki utrzymywania wyrobisk górniczych oraz parametry górotworu (Daniłowicz 2000; Daniłowicz, Skrzyński 2003; Głuch 2000d; Drzęźla, Głuch 2000; Duży 2001b; Majcherczyk, Niedbalski 2002, 2004; Niedbalski, Majcherczyk 2005; Piechota 2001a; Piechota, Korzeniowski, Stachowicz 2000; Piechota, Korzeniowski 2002). Dalszym krokiem powinno być opracowanie wytycznych (zasad), pozwalających na dobór obudów mieszanych do określonych warunków geologiczno-górniczych panujących w kopalniach.

4. OBLICZANIE PODPORNOŚCI OBUDOWY CHODNIKÓW PRZYŚCIANOWYCH

Stosowana w kraju i za granicą, obudowa chodników przyścianowych została opisana w rozdziale 1.2, zaś poglądy naukowców oceniających wpływ podporności obudowy na deformację tych wyrobisk przedstawiono w rozdziale 1.3. Z uwagi na to, że poglądy dotyczące oddziaływania parametrów podpornościowych obudowy na przebieg zaciskania chodników są dość zróżnicowane, uznano za konieczne zbadanie wpływu tych parametrów na przebieg zaciskania wyrobisk, w których prowadzono pomiary. W wyrobiskach tych stosowano stalową obudowę łukową podatną, wykonywaną z kształtowników V25 i V29, wielkość odrzwi od 8 do 10, które stawiano z rozstawem od 0,75 do 1,0 m. Stosowano różnego rodzaju wzmocnienia obudowy, najczęściej w postaci stojaków ciernych stalowych, stojaków drewnianych, czy też obudowy kotwiowej. Za frontem eksploatacji wzdłuż linii zrobów wykonywano pasy ze spoiw mineralnych lub kaszty drewniane. Szczegółowe zestawienie obudów typu ŁP oraz ich wzmocnień w poszczególnych chodnikach przyścianowych, w których mierzono przebiegi deformacji, przedstawiono w tablicy 10.

				Dodatkowe elementy wzmacniające obudowę								
Lp.	Wyrobisko	Obudowa, wielkość / profil	Rozstaw m	podciąg drewniany	podciag stalowy	stojaki drewniane	stojaki stalowe	kotwie sztywne	kotwie strunowe	łamacz	pas	kaszt
1.	Chodnik B-21b	ŁP10/V29	0,8									
2.	Chodnik C-422	ŁP8/V25	1,0									
3.	Chodnik C-424	ŁP8/V25	1,0									
4.	Chodnik C-426	ŁP8/V25	1,0									
5.	Chodnik C-428	ŁP9/V25	1,0									
6.	Chodnik A-316	ŁP9/V25	1,0									
7.	Chodnik 808	ŁP9/V29	1,0									
8.	Chodnik 804	ŁP9/V29	1,0									
9.	Chodnik 4	ŁP10/V29	1,0									
10.	Chodnik 5	ŁP10/V25	1,0									
11.	Chodnik 2502	ŁP9/V25	1,0									
12.	Chodnik 321	ŁP8/V25	1,0									
13.	Dowierzchnia 2	ŁP8/V25	1,0									
14.	Chodnik 762	ŁP9/V25	0,75									
15.	Chodnik 063	ŁP9/V29	0,75									
16.	Dowierzchnia 3	ŁP9/V25	1,0									
17.	Chodnik odst. śc. 221	ŁP9/V25	1,0									
18.	Upadowa 2E	ŁP9/V29	0,8									
19.	Chodnik 6/615	ŁP9/V25	1,0									
20.	Chodnik podśc. śc. 322	ŁP8/V25	0,8									
21.	Chodnik 431	ŁP8/V25	1,0									
22.	Pochylnia IV	ŁP9/V29	1,0									
23.	Dowierzchnia 13	ŁP8/V25	1,0									

Tablica 10. Obudowa chodników przyścianowych, w których prowadzono badania dołowe oraz jej wzmocnienia

Różnorodność obudów oraz stosowanych wzmocnień sprawia, że obliczanie jej podporności bywa zadaniem skomplikowanym. W celu rozwiązania tego problemu opracowano wiele metod obliczania podporności obudowy, na przykład za pomocą zależności empirycznych (Biliński, Dreinert, Kostyk 1996; Prusek i in. 2002; Prusek 2006c) lub z zastosowaniem modelowania numerycznego (Prusek, Rotkegel, Skrzyński 2006, 2007; Prusek, Skrzyński 2005, 2006; Duży 2001c). Wykorzystując te doświadczenia do obliczania podporności obudowy chodników przedstawionych w tablicy 10, opracowano nowy sposób, bazujący na modelu, który oprócz poszczególnych elementów obudowy, pozwala na uwzględnienie w obliczeniach otoczenia danego chodnika, tj. przypadek obustronnego otoczenia calizną węglową lub jednostronnego sąsiedztwa zrobów (Prusek, Skrzyński 2008).

4.1. Założenia przyjęte w modelu obudowy i otoczenia chodników przyścianowych

W opracowanym modelu obudowy i otoczenia chodnika przyścianowego niezbędne było ujęcie reakcji wynikających zarówno z występowania w ociosach wyrobiska węgla (chodnik przed frontem ściany), jak i zrobów zawałowych oraz dodatkowych elementów obudowy, na przykład w postaci kasztów, czy też pasów ochronnych (wyrobisko za frontem ściany). Na rysunku 66 przedstawiono przyjęty schemat obciążenia modelu, w którym poszczególne elementy, takie jak: obudowa, calizna węglowa, pas, czy też zroby – są scharakteryzowane za pomocą zastępczych modułów sztywności E_w .





Fig. 66. General scheme of support load of gate road and elements of its environment (Prusek, Skrzyński 2008)

Wprowadzone zastępcze moduły sztywności oznaczono następująco:

 E_{Wz1} – sztywność zrobów w ociosie wyrobiska,

- E_{Wz2} sztywność calizny w ociosie wyrobiska,
- E_{Wz3} sztywność dodatkowych elementów podporowych (np. pas, kaszty),
- E_{Wz4} sztywność odrzwi oraz elementów je wzmacniających, powiązanych z nimi konstrukcyjnie (np. stojaki, kotwie).

Brak powiązania między odrzwiami a elementami podporowymi usytuowanymi poza ich obrysem powoduje, że pracują one jako niezależna konstrukcja. W celu określenia wielkości stosunków obciążeń przejmowanych przez poszczególne elementy obudowy (odrzwia, pas lub kaszt, a także wzmocnienia, takie jak kotwie i stojaki), do schematu przedstawionego na rysunku 66 wprowadzono element pośredni w formie płyty, przez którą na obudowę i otoczenie chodnika działa obciążenie q.

Model taki można przedstawić za pomocą płyty na podłożu o zróżnicowanej sprężystości, wynikającej z różnych elementów obudowy i otoczenia chodnika (rys. 67).



Rys. 67. Model obudowy chodnika przyścianowego oraz elementów jego otoczenia (Prusek, Skrzyński 2008) Fig. 67. Model of support of gate road and elements of its environment (Prusek, Skrzyński 2008)

Założono następujące wymiary płyty:

• długość S_x równą dwukrotnej szerokości odrzwi obudowy łukowej przy spągu

$$S_x = 2S_o = \sum_{n=1}^{i} S_i, m$$
 (31)

szerokość S_v równą dwukrotnej wielkości rozstawu d odrzwi

$$S_{v} = 2d, \text{ m}$$
(32)

• wysokość h

$$h = \text{const} = 0,5, \,\mathrm{m}$$
 (33)

W tak zdefiniowanym modelu przyjęto następujące założenia odnośnie do wzajemnych relacji między modułami sztywności jego elementów:

• w przypadku chodnika w obustronnym otoczeniu calizną węglową

$$E_{Wz1} = E_{Wz2} = E_{Wz3} > E_{Wz4} \tag{34}$$

• w przypadku chodnika w jednostronnym sąsiedztwie zrobów zawałowych, przy braku pasa ochronnego lub kasztu

$$E_{Wz2} > (E_{Wz1} = E_{Wz3}) > E_{Wz4}$$
(35)

 w przypadku chodnika w jednostronnym sąsiedztwie zrobów zawałowych z dodatkowym pasem lub kasztem

$$E_{Wz2} > E_{Wz1} > E_{Wz3} > E_{Wz4} \tag{36}$$

4.2. Metodyka obliczeń podporności obudowy chodników przyścianowych z wykorzystaniem opracowanego modelu

Obliczenia są przeprowadzane w trzech etapach. W pierwszym etapie model jest poddawany obciążeniu ciągłemu, co pozwala na określenie wartości reakcji jego poszczególnych elementów.

Na podstawie odczytów reakcji powstających w miejscach podparcia płyty przez poszczególne elementy modelu (rys. 67) są ustalane ich procentowe udziały w stosunku do reakcji całego modelu.

W następnym etapie jest obliczana wartość podporności stalowej obudowy łukowej podatnej (ŁP) wraz z jej wzmocnieniami.

W końcowym etapie, na podstawie wyników obliczeń procentowych udziałów reakcji poszczególnych elementów modelu, jest obliczana wartość sumarycznej podporności obudowy chodnika przyścianowego.

Pierwszy etap obliczeń jest realizowany za pomocą programu ABC Płyta (2004), drugi – za pomocą programu ABC RAMA 3D (2004). W programach tych została wykorzystana metoda elementów skończonych.

Do obliczeń wartości reakcji poszczególnych elementów modelu zastosowano teorię płyty w półprzestrzeni sprężystej (Mysłecki 2004; Zakrzewski, Orłoś 1964), za pomocą której można w sposób najbardziej zbliżony do rzeczywistości odwzorować parametry otoczenia wyrobiska oraz elementów obudowy. Pionowe przemieszczenie *w* oraz reakcje *R*, w zależności od jednostkowego obciążenia dla płyty w półprzestrzeni sprężystej, są wyrażone zależnościami (ABC Płyta 2004; Mysłecki 2004)

$$w = \frac{1+\nu}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\nu)}{R} \right]$$
(37)

gdzie:

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$
(38)

```
x, y, z - składowe reakcji R, kN;
```

E – moduł sztywności płyty, MPa;

v – współczynnik Poissona, bezwymiarowy;

zaś na płaszczyźnie (x, y)
$$w = \frac{1+\nu}{\pi E} \cdot \frac{1}{R} \tag{39}$$

gdzie

$$R = \sqrt{x^2 + y^2} \tag{40}$$

W związku z tym, że w przyjętym modelu (rys. 67) występują różne wartości sztywności podłoża (calizna lub zroby) oraz różne wartości sztywności pozostałych elementów (obudowa łukowa oraz jej wzmocnienia: kaszt, pas), co w znaczący sposób zwiększa liczbę równań (37), do ich rozwiązania zastosowano program komputerowy ABC Płyta (2004) z wykorzystaniem metody elementów skończonych.

Na rysunku 68 przedstawiono przykładowy rozkład reakcji, uzyskany w wyniku obliczeń płyty posadowionej na sprężystym podłożu odwzorowującym sztywności poszczególnych elementów modelu, zgodnie z założeniami (rys. 67).



Rys. 68. Przykładowy rozkład reakcji dla modelu chodnika przyścianowego za frontem eksploatacji: reakcje wynikające z oddziaływania zrobów E_{wz1} , kasztu lub pasa E_{wz2} , odrzwi obudowy E_{wz3} , calizny E_{wz4} (Prusek, Skrzyński 2008)

Fig. 68. Exemplary reaction distribution for the model of gate road behind the mining front: reactions resulting from the impact of gobs E_{wz1} , wooden crib or pack E_{wz2} , support frame E_{wz3} , solid E_{wz4} (Prusek, Skrzyński 2008)

Na podstawie odczytanych wartości reakcji są określane procentowe udziały poszczególnych elementów modelu w przejmowaniu obciążeń. Znajomość tych udziałów, przy znajomości podporności odrzwi, pozwala na obliczenie sumarycznej podporności obudowy chodnika.

Następny etap, to obliczanie podporności odrzwi stalowej obudowy łukowej. Wymaga ono określenia wartości naprężeń występujących w elementach obudowy pod wpływem działania obciążenia. Obliczenia przeprowadza się metodą elementów skończonych za pomocą programu ABC RAMA 3D (2004). Modelowane odrzwia są podparte i obciążane zgodnie ze schematem badania odrzwi ujętym w PN-92/G-15000/05:2005, a wartości odporów (obciążeń biernych) są przyjmowane zgodnie z pracą (Skrzyński i in. 1999). Przykład podparcia i obciążenia odrzwi przedstawiono na rysunku 69.



Rys. 69. Przykład obciążenia i podparcia odrzwi ŁP9/V25/A w stanie usztywnionym z wypiętym łukiem ociosowym, wzmocnionych stojakami SV29: 1 – odpory o określonej sztywności E_{wz} , 2 – podpory sztywne, 3 – obciążenie ciągłe (Prusek, Skrzyński 2008)

Fig. 69. Example of load and support of frame \pm P9/V25/A in rigid condition with detached sidewall arch reinforced by props SV29: 1 – resistances with determined rigidity E_{WZ} , 2 – rigid abutments, 3 – continuous load (Prusek, Skrzyński 2008)

Program komputerowy, oprócz przemieszczeń i sił wewnętrznych, oblicza naprężenia zredukowane według hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego, zgodnie z ogólną zależnością (Kleiber i in. 1995; Rotkegel 2004)

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)}$$
(41)

gdzie: σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} – składowe stanu naprężenia.

Traktując odrzwia jako układ płaski oraz analizując naprężenia w przekrojach prostopadłych do osi kształtownika, równanie powyższe upraszcza się do postaci

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \tag{42}$$

Przypisując naprężenia wartościom odniesionym do wskaźników W_x oraz pola przekroju A, otrzymuje się równanie

$$\sigma_{red} = \sqrt{\left(\frac{M_g}{W_x} + \frac{N}{A}\right)^2 + 3\left(\frac{T}{A}\right)^2}$$
(43)

Dodatkowo, przyjmując podany schemat obciążenia w przekroju niebezpiecznym (w osi symetrii odrzwi), siły poprzeczne zerują się. Zatem równanie (43) sprowadza się do postaci

$$\sigma_{red} = \frac{M_g}{W_x} + \frac{N}{A} \tag{44}$$

gdzie:

- M_g moment zginający, MN·m;
- N siła osiowa (wzdłużna), MN;
- T siła poprzeczna (tnąca), MN;
- W_x wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie, m³;
- A pole przekroju poprzecznego, m²;
- σ naprężenie normalne, MPa;
- τ naprężenie styczne, MPa.

Stan graniczny odrzwi (maksymalne obciążenie odrzwi określone wskaźnikiem nośności W_N – Prusek, Rotkegel, Skrzyński 2006; Rułka i in. 2001) może być zdefiniowany jako osiągnięcie w elementach odrzwi naprężeń dopuszczalnych, zatem wyznaczone w powyższy sposób naprężenia zredukowane, nie mogą być większe od naprężenia dopuszczalnego

$$\sigma_{red} \le \sigma_{dop} \tag{45}$$

Przykładową mapę naprężeń w elementach łukowych odrzwi obciążonych i posadowionych zgodnie ze schematem (rys. 69), przedstawiono na rysunku 70.



Rys. 70. Przykładowa mapa naprężeń w elementach łukowych odrzwi ŁP9/V25 z wypiętym łukiem ociosowym, wzmocnionych stojakami SV29 (Prusek, Skrzyński 2008)

Fig. 70. Exemplary map of stresses in arch elements of frame ŁP9/V25 with detached sidewall arch, reinforced by props SV29 (Prusek, Skrzyński 2008)

Przy znanych wartościach obciążenia ciągłego q_{od} oraz naprężeń σ_{red} , nośność odrzwi N_o określa wzór (Skrzyński i in. 1999)

$$N_o = \frac{q_{od} \sigma_{dop}}{\sigma_{red}} 0{,}5S_o \tag{46}$$

W przypadku odrzwi dodatkowo wzmocnionych stojakami lub kotwiami w obliczeniach uwzględniano również siły osiowe, jakie mogą przenieść.

Przedstawiony tok obliczeń podporności modelu obudowy chodnika przyścianowego oraz jego otoczenia można przedstawić za pomocą schematu blokowego (rys. 71).



Rys. 71. Schemat obliczeń podporności obudowy chodnika przyścianowego (Prusek, Skrzyński 2008) Fig. 71. Scheme of load-bearing capacity calculations of gate road support (Prusek, Skrzyński 2008)

4.3. Obliczanie podporności badanych chodników przyścianowych

Zgodnie z metodyką opisaną w rozdziale 4.2 obliczono podporności obudowy 23 chodników przyścianowych przedstawionych wcześniej w tablicy 10. Podporność obliczono w charakterystycznych przekrojach na długości chodników przed oraz za frontem ściany, w których zmieniał się układ obudowy. W tablicy 11 przedstawiono, jako przykład, wyznaczone charakterystyczne przekroje na długości chodnika C-426.

Tablica 11. Wyznaczone przekroje na długości chodnika przyścianowego C-426, w których obliczono podporność obudowy



W tablicach 12–14 przedstawiono przykłady obliczeń podporności obudowy chodnika C-426 w wybranych trzech przekrojach, tj. w przekroju przed frontem ściany, na skrzyżowaniu wyrobiska ścianowego z chodnikiem oraz za frontem ściany.



Tablica 12. Obliczenia podporności obudowy chodnika C-426 przed frontem ściany – przekrój B-B







W analogiczny sposób, jak przedstawiono w tablicach 12–14, obliczenia wykonano dla wszystkich 23 chodników przyścianowych, dla wyznaczonych przekrojów na ich długości. Przykład wyników takich obliczeń dla chodnika C-426 przedstawiono na rysunku 72.





Fig. 72. Results of calculations of support load-bearing capacity in determined cross-sections at road C-426 length; d – distance from the longwall face, P – load-bearing capacity before the longwall face (1), behind the longwall face (2)

W tablicy 15 przedstawiono obliczone podporności obudowy chodników przyścianowych przed oraz za frontem eksploatacji. Podporność przed oraz za ścianą obliczono jako średnią ważoną dla poszczególnych chodników, przyjmując jako wagi długość ich odcinków o określonej wartości podporności obudowy.

Lp.	Wyrobisko	Średnia podporność obudowy przed czołem ściany, kN/m	Średnia podporność obudowy za czołem ściany, kN/m
1.	Chodnik B-21b	617,8	1399,6
2.	Chodnik C-422	533,2	976,0
3.	Chodnik C-424	533,2	976,0
4.	Chodnik C-426	533,2	976,0
5.	Chodnik C-428	630,2	1142,3
6.	Chodnik A-316	474,6	949,4
7.	Chodnik 808	635,9	995,0
8.	Chodnik 804	635,9	995,0
9.	Chodnik 4	412,0	1205,7
10.	Chodnik 5	412,0	609,4
11.	Chodnik 2502	423,0	904,4
12.	Chodnik 321	516,7	861,2
13.	Dowierzchnia 2	516,7	841,8
14.	Chodnik 762	635,6	1154,6
15.	Chodnik 063	734,7	1350,7
16.	Dowierzchnia 3	489,5	494,0
17.	Chodnik odst. śc. 221	449,0	1053,3
18.	Upadowa 2E	689,7	1479,6
19.	Chodnik 6/615	542,8	1037,3
20.	Chodnik podśc. śc. 322	571,6	626,4
21.	Chodnik 431	504,9	483,3
22.	Pochylnia IV	616,5	1366,7
23.	Dowierzchnia 3	468,2	605,5

Tablica 15. Średnie podporności obudowy chodników przyścianowych przed oraz za czołem ściany

Obliczone wartości podporności obudowy stosowanej w badanych chodnikach przyścianowych wykorzystano w dalszym etapie badań, polegających na analizie jej wpływu na deformację wyrobisk przez uwzględnienie w metodach prognozy.

5. METODY PROGNOZOWANIA DEFORMACJI CHODNIKÓW PRZYŚCIANOWYCH

Podstawowym celem badań było opracowanie metod prognozowania deformacji chodników przyścianowych. Stworzono metody bazujące na dwóch modelach aproksymacyjnych. W pierwszym z nich wykorzystano funkcje wielomianowe, zaś w drugim analogie do teorii Budryka-Knothego, powszechnie stosowanej do opisu deformacji powierzchni terenu z uwagi na prowadzoną eksploatację. Do prognozy zaciskania chodników przyścianowych zastosowano również po raz pierwszy takie metody matematyczne, jak sieci neuronowe, czy metodę SVM (*Support Vector Machines* – Maszyny Wektorów Wspierających). Dokonując modyfikacji parametrów w kryterium wytężeniowym Hoeka-Browna do obliczania zaciskania chodników przyścianowych wykorzystano także modelowanie numeryczne.

5.1. Aproksymacyjny model zaciskania chodników przyścianowych AMZCH-1 bazujący na funkcjach wielomianowych

5.1.1. Ogólna postać aproksymacyjnego modelu zaciskania chodników AMZCH-1 oraz metodyka obliczeń jego parametrów

W opracowanym modelu przyjęto, że zmienną niezależną jest odległość od frontu eksploatacji, którą w obliczeniach i na wykresach na osi poziomej oznaczono jako *d*. Przyjmuje ona wartość 0 w punkcie wyznaczającym linię frontu ściany, natomiast odległość przed frontem ma wartość ujemną, a za frontem dodatnią.

Wartości deformacji chodnika (wypiętrzanie spągu, osiadanie stropu, zaciskanie poziome), są określone jako zmienna zależna, oznaczona w obliczeniach i na wykresach na osi pionowej jako y.

Ze względu na kształty krzywych uzyskanych z pomiarów dołowych, przeprowadzonych w 23 chodnikach przyścianowych, zdecydowano, że zostaną one opisane za pomocą różnych funkcji. Rozważono następujące funkcje ekspotencjalne:

$$y = a \exp(Bd) \tag{47}$$

$$y = c + a(1 - \exp(-Bd))$$
(48)

oraz wielomianowe typu

$$y = \frac{1}{a + Bd} \tag{49}$$

jak również ich funkcje pochodne.

Wykonane obliczenia testowe wykazały, że najlepsze dopasowanie do przebiegów pomiarów można osiągnąć za pomocą funkcji wielomianowych, szczególnie na odcinkach, na których występowały duże zmienności przebiegu krzywych. Schemat aproksymacyjnego modelu deformacji chodników przyścianowych wraz z jego parametrami przedstawiono na rysunku 73.



Rys. 73. Aproksymacyjny model zaciskania chodników przyścianowych (AMZCH-1) wraz z jego parametrami: 1 – przykład rzeczywistego przebiegu deformacji, 2, 3 – krzywe przyjętych funkcji wielomianowych, 4 – łączący odcinek prostej

Fig. 73. Approximative model of gate road convergence (AMZCH-1) along with its parameters: 1 – example of real deformation course, 2, 3 – curves of accepted multinomial functions, 4 – connecting section of straight line

W przyjętym modelu teoretycznie dopuszcza się możliwość wystąpienia nieciągłości funkcji deformacji w punkcie p. Ze względu jednak na rzeczywistą ciągłość przebiegu krzywej deformacji założono, że postacie krzywej przed frontem ściany i krzywej za frontem ściany, w strefie przesunięcia punktu przegięcia (na osi d określonego przez punkt p), zostaną połączone odcinkiem prostej, który zostanie dopasowany do tych krzywych, według ciągłości wyliczonej pierwszej pochodnej ich przebiegu (rys. 73 – linia przerywana).

Do wyliczenia parametrów modelu zastosowano metodę regresji segmentowej nieliniowej wielu zmiennych, wykorzystując do obliczeń pakiet oprogramowania STATISTICA 8.0.

Założono poszukiwania parametrów modelu określonych wzorami:

• dla odcinka chodnika przed punktem *p*

$$y = \left(c - \frac{1}{\frac{1}{c} + \frac{a}{p - d}} + w\right)$$
(50)

• dla odcinka chodnika za punktem p

$$y = \left(\frac{1}{\frac{1}{cc} + \frac{aa}{d-p}} + ww\right)$$
(51)

gdzie:

- d odległość od frontu ściany, m;
- c maksymalna wartość deformacji przed frontem ściany, mm;
- a współczynnik określający krzywiznę przebiegu przed frontem ściany, m/mm;
- w przesunięcie krzywej względem osi y, na odcinku przed frontem ściany, mm;
- cc maksymalna wartość deformacji za frontem ściany, mm;
- aa współczynnik określający krzywiznę przebiegu za frontem ściany, m/mm;
- ww przesunięcie krzywej względem osi y, na odcinku za frontem ściany, mm;
- p punkt przegięcia krzywych deformacji na osi d, m.

W następnej kolejności obliczone parametry modelu deformacji: *c*, *a*, *w*, *cc*, *aa*, *ww*, *p* potraktowano jako zmienne zależne, na które mogą mieć wpływ warunki geologiczno--górnicze występujące w badanych chodnikach przyścianowych. Na podstawie szczegółowych analiz wyników badań dołowych zaciskania (rozdz. 4) oraz analizy literatury i doświadczeń praktycznych, zdecydowano, że do wielkości geologiczno-górniczych mogących mieć wpływ na deformacje chodników przyścianowych zostaną zaliczone:

- wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie skał stropowych R_c strop, MPa;
- wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie skał spągowych *R_c* spąg, MPa;
- wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie węgla R_c węgiel, MPa;
- liczba stropu *L_{st}*, wyliczona do wysokości 100 m;
- liczba spągu *L_{sp}*, wyliczona do głębokości 30 m;
- iloczyn współczynników cząstkowych m_c, modyfikujący wartość ciśnienia górotworu (Biliński 2005);
- głębokość lokalizacji bazy pomiarowej G, m;
- wysokość ściany *h*, m;
- średni postęp dobowy ściany v, m/dobę;
- nachylenie pokładu, stopień;
- długość ściany D, m;
- średnia podporność obudowy chodnika przed frontem ściany, kN/m;
- średnia podporność obudowy chodnika za frontem ściany, kN/m.

Dla wszystkich 23 badanych chodników wartości przyjętych wielkości geologicznogórniczych przedstawiono w tablicy 1, średnią podporność obudowy zarówno przed, jak i za ścianą, zawiera tablica 15, natomiast pozostałe wielkości zamieszczono w tablicy 16.

W celu określenia wpływu poszczególnych wielkości geologiczno-górniczych na wyznaczone wartości parametrów modelu aproksymacyjnego zastosowano metodę regresji. Użyto pakietu oprogramowania STATISTICA 8.0 (2008), tym razem dla metody regresji wielorakiej wielu zmiennych (lub wielokrotnej – inna używana nazwa).

In	Nazwa chodnika	Liczba stropu	Liczba sp ą gu	Współczynnik
Lp.	Nazwa chounika	Lst	Lsp	mc
1.	Chodnik B-21b	40,0	34,4	0,83
2.	Chodnik C-422	65,0	41,0	0,97
3.	Chodnik C-424	65,0	41,0	0,97
4.	Chodnik C-426	65,0	41,0	0,97
5.	Chodnik C-428	65,0	41,0	1,00
6.	Chodnik A-316	68,8	45,7	1,00
7.	Chodnik 808	46,6	29,0	1,00
8.	Chodnik 804	46,6	29,0	1,00
9.	Chodnik 4	58,2	32,8	0,98
10.	Chodnik 5	58,2	32,8	1,00
11.	Chodnik 2502	91,7	53,2	0,77
12.	Chodnik 321	74,5	72,0	0,99
13.	Dowierzchnia 2	60,8	70,9	0,98
14.	Chodnik 762	88,9	99,3	0,99
15.	Chodnik 063	96,5	94,8	0,99
16.	Dowierzchnia 3	73,3	74,9	0,95
17.	Chodnik odst. śc. 221	52,7	62,6	0,97
18.	Upadowa 2E	71,9	74,9	0,72
19.	Chodnik 6/615	67,6	49,2	1,00
20.	Chodnik podśc. śc. 322	72,0	72,0	0,88
21.	Chodnik 431	68,3	98,1	0,96
22.	Pochylnia IV	98,6	89,6	0,99
23.	Dowierzchnia 13	59,2	24,0	0,85

Tablica 16. Wartości liczby stropu i spągu oraz współczynnika modyfikacji ciśnienia górotworu dla badanych chodników przyścianowych

Metoda regresji wielorakiej wielu zmiennych polega na określeniu metodą najmniejszych kwadratów równania liniowego zawierającego kolejne zmienne. Ogólna postać równania regresji wielorakiej przedstawia się następująco

$$Y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + \dots + b_p X_p$$
(52)

gdzie: zmiennej Y odpowiadają kolejno wszystkie obliczone parametry modelu aproksymacyjnego: c, a, w, cc, aa, ww, p; natomiast zmienne X_i są wielkościami opisującymi warunki geologiczno-górnicze, przedstawionymi w tablicach 1, 15 i 16.

W metodzie przyjęto między innymi założenie, że zmienne niezależne są nielosowe, żadna ze zmiennych nie jest kombinacją liniową innych zmiennych niezależnych oraz że liczba obserwacji musi być większa od liczby oszacowanych parametrów, by można było rozwiązać układ równań macierzowych, który tworzą wytypowane zmienne oraz przypadki.

5.1.2. Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów dołowych zaciskania chodników przyścianowych

Wyniki dopasowania modelu aproksymacyjnego przedstawiono w postaci wykresów oraz danych tabelarycznych dla wybranych przykładów: wypiętrzenia spągu, osiadania stropu oraz zaciskania poziomego w chodnikach przyścianowych. Na rysunkach zamieszczono: parametry modelu, proporcję wariancji wyjaśnionej przez model (odpowiednik współczynnika determinacji R^2 dla regresji liniowej), współczynnik R, który stanowi odpowiednik współczynnika korelacji dla regresji liniowej, liczbę danych pomiarowych N oraz wartość końcową funkcji straty, wyliczoną za pomocą pakietu oprogramowania STATISTICA 8.0.

Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników wypiętrzania spągu

Przykładowy wykres dopasowania modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów wypiętrzania spągu przedstawiono na rysunkach 74 i 75.





Fig. 74. Adjustment of the approximative model to measurement results of floor heave W in the road C-426 along with model parameter values; d – distance from the longwall front





Fig. 75. Adjustment of the approximative model to measurement results of floor heave W in the transport road of longwall 221 along with model parameter values; d – distance from the longwall front

Wyliczone parametry modelu aproksymacyjnego dla wypiętrzania skał spągowych, współczynnik R oraz proporcję regresji wyjaśnionej przez model R^2 dla wszystkich badanych chodników zamieszczono w tablicy 17.

1 n	Wurobicko	Parametr								
цр.	W YI ODISKU	С	а	р	W	СС	аа	WW	R	R ²
1.	Chodnik B-21b	89,931	0,040	-1,759	6,430	638,640	0,422	79,130	0,998	0,996
2.	Chodnik C-422	460,333	0,043	-1,589	-73,254	1321,918	0,019	26,330	0,999	0,999
3.	Chodnik C-424	160,440	0,390	-19,000	-38,720	1597,275	0,071	82,234	0,999	0,998
4.	Chodnik C-426	268,035	0,044	-10,000	-17,508	939,066	0,026	108,657	0,999	0,998
5.	Chodnik C-428	320,502	0,006	-7,208	-17,960	755,299	0,015	66,832	0,998	0,997
6.	Chodnik A-316	92,665	0,072	13,000	-3,857	431,475	0,153	64,488	0,998	0,997
7.	Chodnik 808	259,697	0,035	1,144	-21,612	1181,180	0,161	265,126	0,999	0,998
8.	Chodnik 804	205,463	0,182	-7,001	-65,524	978,811	0,202	198,705	0,998	0,997
9.	Chodnik 4	181,359	0,071	-4,454	-12,417	333,717	0,194	113,748	0,999	0,998
10.	Chodnik 5	207,357	0,062	10,000	-15,297	306,083	0,103	156,196	0,997	0,994
11.	Chodnik 2502	150,693	0,125	0,945	-44,418	270,112	0,058	84,336	0,987	0,974
12.	Chodnik 321	45,228	0,222	-9,000	-3,720	602,042	0,044	-38,716	0,999	0,999
13.	Dowierzchnia 2	153,750	0,020	14,200	-2,290	307,822	0,018	66,544	0,998	0,995
14.	Chodnik 762	26,154	0,085	12,000	-0,144	176,195	0,026	-81,012	0,997	0,993
15	Chodnik 063	150,911	0,043	-2,430	-10,450	577,277	0,009	-51,715	0,999	0,998
16.	Dowierzchnia 3	218,254	0,081	-0,191	-47,472	744,037	0,018	139,795	0,999	0,998
17.	Chodnik odst. śc. 221	92,851	0,159	34,435	-10,525	146,693	0,162	75,621	0,998	0,996
18.	Upadowa 2E	83,757	0,624	4,600	-27,955	273,564	0,273	35,484	0,998	0,996
19.	Chodnik 6/615	308,482	0,040	-1,500	-35,314	928,345	0,018	-76,548	0,999	0,998
20.	Chodnik podśc. śc. 322	316,372	0,085	0,000	-25,000	671,314	0,020	230,058	0,998	0,995
21.	Chodnik 431	298,833	0,015	20,606	-10,159	462,919	0,041	58,479	0,999	0,999
22.	Pochylnia IV	329,668	0,023	0,000	-17,220	717,233	0,009	33,981	0,998	0,996
23.	Dowierzchnia 13	108,708	0,051	-6,000	-1,621	213,630	0,246	66,755	0,994	0,988

Tablica 17. Wyliczone parametry modelu aproksymacyjnego dla wypiętrzania spągu

Uwaga: oznaczenie parametrów jak na rysunku 73.

Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników osiadania stropu

Przykład dopasowania modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów osiadania stropu przedstawiono na rysunkach 76 i 77.





Fig. 76. Adjustment of the approximative model to measurement results of roof sag *C* in the road B-21b along with model parameter values; *d* – distance from the longwall front



Rys. 77. Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów osiadania stropu *C* w chodniku 804 wraz z wartościami parametrów modelu; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 77. Adjustment of the approximative model to measurement results of roof sag C in the road 804 along with model parameter values; d – distance from the longwall front

Wyliczone parametry modelu aproksymacyjnego dla osiadania stropu, współczynnik R oraz proporcję regresji wyjaśnionej przez model R^2 dla wszystkich badanych chodników zamieszczono w tablicy 18.

	When his his	Parametr										
Lp.	wyrodisko	С	а	р	W	СС	аа	WW	R	R ²		
1. C	hodnik B-21b	86,905	0,019	2,252	-2,569	364,676	0,078	71,734	0,999	0,998		
2. C	hodnik C-422	160,128	0,072	10,000	-17,531	231,255	0,101	137,764	0,999	0,998		
3. C	hodnik C-424	201,663	1,217	1,000	-111,901	399,817	0,008	140,372	0,990	0,980		
4. C	hodnik C-426	304,189	0,013	-1,000	-3,583	564,148	0,006	47,171	0,998	0,997		
5. C	hodnik C-428	217,859	0,024	-5,000	-36,582	483,779	0,010	21,638	0,998	0,997		
6. C	hodnik A-316	3,647	0,065	-2,000	-0,953	262,103	0,0026	-138,03	0,984	0,969		
7. C	hodnik 808	60,962	0,084	-2,000	-2,235	329,033	0,119	58,257	0,998	0,996		
8. C	hodnik 804	252,989	0,022	12,504	-11,298	526,599	0,016	6,956	0,999	0,998		
9. C	hodnik 4	684,647	0,010	-6,016	-41,991	1255,175	0,002	-6,654	1,000	0,999		
10. C	hodnik 5	95,645	0,065	6,453	-7,930	405,470	0,005	-66,834	0,997	0,997		
11. C	hodnik 2502	156,501	0,066	-11,500	-25,065	295,808	0,036	5,202	0,980	0,960		
12. C	hodnik 321	-35,584	0,084	-9,012	-1,280	323,519	0,068	24,891	0,999	0,997		
13. D	owierzchnia 2	41,753	0,047	-4,800	1,174	291,986	0,008	-3,367	1,000	0,999		
14. C	hodnik 762	157,492	0,015	24,054	-3,596	224,765	0,023	16,977	0,999	0,999		
15 C	hodnik 063	494,839	0,046	-8,500	-84,329	1056,118	0,021	35,983	0,996	0,992		
16. D	owierzchnia 3	254,023	0,039	-6,315	-24,813	406,115	0,003	-21,791	0,999	0,999		
17. C	hodnik odst. śc. 221	19,586	1,448	-2,000	-5,614	466,765	0,009	38,559	0,999	0,997		
18. U	padowa 2E	33,313	0,318	4,600	-3,271	126,877	0,690	14,229	0,995	0,990		
19. C	hodnik 6/615	124,957	0,047	-0,122	0,631	225,159	0,148	142,905	0,999	0,998		
20. C	hodnik podśc. śc. 322	152,627	0,258	5,400	-22,883	870,136	0,550	57,939	0,955	0,913		
21. C	hodnik 431	142,610	0,104	25,837	-12,600	303,499	0,038	87,591	0,998	0,997		
22. Po	ochylnia IV	239,591	0,021	0,378	-15,984	390,451	0,005	143,642	0,999	0,999		
23. D	owierzchnia 13	95,057	0,062	5,500	-3,878	101,268	0,021	24,736	0,998	0,997		

Tablica 18. Wyliczone parametry modelu aproksymacyjnego dla osiadania stropu

Uwaga: oznaczenie parametrów jak na rysunku 73.

Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników zaciskania poziomego

Przykład dopasowania modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów zaciskania poziomego przedstawiono na rysunkach 78 i 79.



Rys. 78. Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów zaciskania poziomego *M* w dowierzchni 3 wraz z wartościami parametrów modelu; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 78. Adjustment of the approximative model to measurement results of horizontal convergence M in the raise 3 along with model parameter values; d – distance from the longwall front



Rys. 79. Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników pomiarów zaciskania poziomego *M* w dowierzchni 13 wraz z wartościami parametrów modelu; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 79. Adjustment of the approximative model to measurement results of horizontal convergence M in the raise 13 along with model parameter values; d – distance from the longwall front

Wyliczone parametry modelu aproksymacyjnego dla zaciskania poziomego, współczynnik R oraz proporcję regresji wyjaśnionej przez model R^2 dla wszystkich badanych chodników zamieszczono w tablicy 19.

l n	Warabieko				F	Parametr				
Lр.	Wyrobisko	С	а	р	W	СС	аа	WW	R	R^2
1.	Chodnik B-21b	233,861	0,070	-4,100	-7,651	333,932	0,051	145,777	0,996	0,992
2.	Chodnik C-422	218,044	0,051	10,000	-16,990	365,672	0,048	126,727	0,999	0,999
3.	Chodnik C-424	199,092	0,307	-0,313	-44,446	301,022	0,045	120,859	0,999	0,998
4.	Chodnik C-426	156,401	0,023	-1,000	6,057	729,191	0,014	10,079	0,998	0,997
5.	Chodnik C-428	191,769	0,028	7,931	-19,337	219,629	0,136	145,741	0,999	0,998
6.	Chodnik A-316	168,568	0,029	11,609	-4,913	392,693	0,370	77,720	0,998	0,996
7.	Chodnik 808	123,274	0,020	-1,215	-2,888	481,279	0,041	110,921	0,999	0,999
8.	Chodnik 804	285,050	0,110	26,020	-50,928	363,911	0,130	277,915	0,999	0,998
9.	Chodnik 4	187,089	0,094	1,696	-20,486	293,768	0,032	102,522	1,000	0,999
10.	Chodnik 5	168,330	0,063	0,665	-10,566	352,937	0,069	105,304	0,999	0,998
11.	Chodnik 2502	51,519	0,112	5,000	-2,880	109,887	0,104	23,042	0,987	0,974
12.	Chodnik 321	289,562	0,016	12,000	-13,255	475,355	0,300	255,527	0,999	0,998
13.	Dowierzchnia 2	387,101	0,001	1,828	-0,541	635,052	0,005	40,295	1,000	1,000
14.	Chodnik 762	42,349	0,046	4,822	-0,796	84,879	0,148	18,925	1,000	0,999
15	Chodnik 063	448,446	0,039	7,563	-43,646	525,475	0,052	344,377	0,998	0,997
16.	Dowierzchnia 3	439,306	0,009	1,378	-21,530	546,959	0,007	155,520	0,999	0,999
17.	Chodnik odst. śc. 221	81,373	0,085	26,500	-4,158	223,624	0,059	13,116	0,996	0,992
18.	Upadowa 2E	86,150	0,170	29,197	-1,524	163,728	0,318	85,626	0,999	0,998
19.	Chodnik 6/615	265,121	0,046	10,000	-29,849	388,293	0,155	269,857	0,999	0,998
20.	Chodnik podśc. śc. 322	352,209	0,150	10,020	-103,142	392,015	0,145	213,238	0,999	0,999
21.	Chodnik 431	391,885	0,013	8,637	-10,747	623,754	0,040	127,157	1,000	0,999
22.	Pochylnia IV	207,970	0,007	-7,000	7,422	815,315	0,007	317,200	1,000	0,999
23.	Dowierzchnia 13	42,286	1,035	10,246	-11,129	121,113	1,617	30,638	0,995	0,989

Tablica 19. Wyliczone parametry modelu aproksymacyjnego dla zaciskania poziomego

Uwaga: oznaczenie parametrów jak na rysunku 73.

5.1.3. Wyniki obliczeń regresji wielorakiej zależności parametrów modelu aproksymacyjnego od wielkości opisujących warunki geologiczno-górnicze

Dla każdego przedstawionego w tablicach 17–19 parametru modelu aproksymacyjnego: *c*, *a*, *p*, *w*, *cc*, *aa* i *ww* wykonano obliczenia metodą regresji wielorakiej, poszukując zależności tych parametrów od wielkości geologiczno-górniczych przedstawionych w tablicach 1, 15 i 16. W obliczeniach przyjęto, typowy dla wielu dziedzin badań, poziom istotności (poziom *p*) o wartości 0,05. Niemniej ze względu na specyfikę danych, po analizie, zdecydowano się na uwzględnienie w modelu także wyliczonych parametrów regresji o poziomie istotności mniej korzystnym, ale maksymalnie zbliżonych do poziomu akceptowalnego. Przykład wyników takich obliczeń dla parametrów *cc* i *aa* przedstawiono na rysunkach 80 i 81.

Obliczenia zależności wszystkich parametrów modelu aproksymacyjnego od poszczególnych wielkości geologiczno-górniczych przedstawiono w tablicy 20, gdzie zamieszczono również współczynniki R i R^2 .



- Rys. 80. Wyniki regresji wielorakiej dla parametru *cc* zaciskania poziomego (maksymalnej wartości zaciskania wyrobiska za czołem ściany) – przyjęty model; *W_ρ* – wartości przewidywane, *W_ο* – wartości obserwowane
- Fig. 80. Results of multiple regression for the parameter *cc* of horizontal convergence (maximum value of working convergence behind the longwall face) accepted model, *W_ρ* anticipated values, *W_ρ* observed values



Rys. 81. Wyniki regresji wielorakiej dla parametru *aa* wypiętrzania spągu (krzywizna za czołem ściany) – przyjęty model; W_p – wartości przewidywane, W_o – wartości obserwowane

Fig. 81. Results of multiple regression for the parameter aa of floor heave (curvature behind the longwall face) - accepted model, W_p - anticipated values, W_o - observed values

Parametr modelu	Symbol	<i>R</i> _c strop	<i>R</i> ₂ spąg	<i>Rc</i> węgiel	Lst	Lsp	m _c	G	h	V	Nachy- lenie	D	Podpor- ność przed frontem	Podpor- ność za frontem
	ww spąg	+ 5,579	- 4,568	-9,563		- 2,213			+70,498			+0,485	+0,412	-0,165
	cc spag	+ 10,399	- 12,610	-28,452		- 3,346	+810,970			+110,895				
nße	aa spag		+0,003			- 0,004	-0,250			-0,020			+0,001	0,001
spi	a spag						-0,594					+0,001	+0,001	
Dla	c spąg	+ 6,333	- 7,552	-10,247			+298,866			+22,158				
	w spąg	- 0,958	+ 0,983							-4,302				
	<i>p</i> spąg		+ 0,311		- 0,259		+16,607	-0,030	+10,068	-2,357				
	ww strop	- 2,903	+ 2,227	-3,619	+ 3,044	- 1,483								
_	cc strop	- 4,183					+504,777	+0,672	+256,217				-1,391	-0,116
ndo	aa strop		0,007	-0,016	0,005	- 0,004	-0,853		+0,129				+0,001	
stn	a strop	- 0,010	+0,027	-0,015		- 0,009	+0,868	-0,001	+0,599				-0,002	
Dla	c strop	+ 3,494	- 13,328			+ 3,050		+0,345				+1,231	-0,307	
	w strop								-21,373	-4,770			+0,104	
	p strop	0,248	- 0,887		- 0,693	+ 0,391	+24,605		-4,438	+1,004	+5,127			
	ww poz	- 2,022		-7,056	+ 3,248			+0,164						
<u>a</u> .	cc poz	+ 4,363		-13,995		+ 2,184	+248,364			+23,908				

Tablica 20. Obliczone zależności parametrów modelu aproksymacyjnego zaciskania chodników przyścianowych od wielkości opisujących warunki geologicz

Na podstawie opracowanego aproksymacyjnego modelu zaciskania chodników przyścianowych (AMZCH-1) stworzono program komputerowy o nazwie *konwergen-cja_gig_v1*, który pozwala na prognozowanie deformacji chodników w funkcji odle-głości od frontu ściany z uwzględnieniem analizowanych wielkości geologiczno-górniczych. Przykładowe panele edycyjne i wyniki obliczeń zaciskania chodników uzyskiwane z tego programu przedstawiono na rysunku 82.



Rys. 82. Przykładowe panele edycyjne i wykresy deformacji chodnika przyścianowego, uzyskane z programu *konwergencja_gig_v1*



5.2. Aproksymacyjny model zaciskania chodników przyścianowych AMZCH-2 oparty na analogii do teorii Budryka-Knothego

Analizując przemieszczenia skał w badanych chodnikach przyścianowych zauważono, że są one podobne do obniżeń górotworu opisanych w teorii Budryka-Knothego. Określa ona obniżenie i poziome przemieszczenie (oraz ich pochodne przestrzenne) dowolnego punktu górotworu położonego w strefie nad pokładem, nie zajmując się strefą poniżej stropu pokładu (Knothe 1953; Litwiniszyn 1953; Kwiatek i in. 1998; Kowalski 2007). W praktycznych zastosowaniach, przy sumowaniu wpływów eksploatacji kilku pokładów, do oceny deformacji górotworu przyjmuje się nawet, że wpływy poniżej stropu pokładu są w przybliżeniu zerowe. Wynika to także z niewielkich rozmiarów pionowych rzeczywistej strefy wpływów pod pokładem w porównaniu z pionowymi rozmiarami strefy wpływów nad pokładem, aż do powierzchni terenu. W zagadnieniu deformacji chodników przyścianowych analizuje się punkty znajdujące się w bezpośrednim otoczeniu pokładu, dlatego też z formalnego punktu widzenia nie można w takim przypadku zastosować teorii Budryka-Knothego wprost. Jednak kształt funkcji występujących w teorii Budryka-Knothego jest bardzo podobny do przebiegu deformacji chodników przyścianowych otrzymanych z pomiarów. To spostrzeżenie nasunęło myśl, aby potraktować funkcje opisujące obniżenia oraz odkształcenia poziome w teorii Budryka-Knothego jako funkcje aproksymujące kształt wypiętrzeń spągu, obniżeń stropu oraz poziomego i pionowego zaciskania chodnika (Prusek, Jędrzejec 2008). Jest to geneza niniejszego aproksymacyjnego modelu zaciskań chodnika (w skrócie AMZCH-2).

5.2.1. Propozycja modelu aproksymacyjnego AMZCH-2

Na rysunku 83 przedstawiono układ współrzędnych XYZ, którego płaszczyzna XY jest związana z pokładem węgla, w którym wyodrębniono prostokątną ścianę długości L. Front ścianowy przemieszcza się równolegle do jednego z boków prostokąta od położenia początkowego X_p . Grubość wybieranego pokładu wynosi h, a współczynnik eksploatacyjny jest równy a. Oś Z układu jest skierowana ku powierzchni, a płaszczyzna Z = 0 dzieli pokład na połowę.



Rys. 83. Schematyczne położenie eksploatacji ścianowej w układzie współrzędnych XY. Zaznaczono początkowe X_p oraz chwilowe X położenie frontu eksploatacyjnego. Nad ścianą znajduje się chodnik oraz dowolny punkt A(x, y, z), w którym określa się wskaźniki deformacji górotworu. Obok schemat położenia punktów pomiarowych A₁, A₂, A₃, A₄ umieszczonych w przekroju poprzecznym chodnika i wykorzystywanych do pomiaru zaciskania chodnika i wypiętrzania spągu A₁, a także punktu A służącego do prognozy poziomego zaciskania chodnika (Prusek, Jędrzejec 2008)

Fig. 83. Schematic longwall mining position in the coordinate system XY. The initial X_p and temporary X mining front position were marked. Above the longwall are situated the road and optional point A(x, y, z), in which the rock mass deformation indices are determined. Beside the scheme of position of measurement points A₁, A₂, A₃, A₄ placed in the road's cross-section and used for the measurement of road convergence and floor heave A₁, and point A serving the prediction of road horizontal convergence (Prusek, Jędrzejec 2008)

Teoria Budryka-Knothego opisuje obniżenie w(x, y, z) dowolnego punktu górotworu o współrzędnych (x, y, z) w strefie nad pokładem (z > h/2), nie odnosząc się do strefy poniżej stropu pokładu. Obniżenie to jest zależne od obniżenia stropu pokładu, które stanowi warunek graniczny do rozwiązania pewnego różniczkowego równania cząstkowego typu parabolicznego. Dla stropu pokładu, wartość parametru r, czyli promienia rozproszenia wpływów, wynosi z definicji zero.

W przedstawionym na rysunku 83 modelu aproksymacyjnym przyjęto, że w chodnikach przyścianowych pomiary wypiętrzania spągu w_{sp} wykonywano w punkcie A₁, zaciskania pionowego Z chodnika między punktami A₁ i A₂ oraz zaciskania poziomego *M* chodnika między punktami A₃ i A₄. Założono, że do prognozowania zaciskania pionowego można użyć wzorów opisujących wypiętrzenie spągu i obniżenie stropu. Biorąc pod uwagę, że zaciskanie poziome jest mierzone między punktami leżącymi na tym samym poziomie *z*, to do jego opisu zdecydowano się użyć przybliżenie (Prusek, Jędrzejec 2008)

$$M = -s_{ch} \varepsilon_{yy}(\mathbf{A}) \tag{53}$$

gdzie:

s_{ch} – odległość między punktami A₃ i A₄ (szerokość chodnika),

 $\varepsilon_{yy}(A)$ – poziome odkształcenie w kierunku prostopadłym do osi podłużnej chodnika wyznaczone w punkcie A.

Korzystając z funkcji występujących w teorii Budryka-Knothego do opisu deformacji górotworu pochodzących od eksploatacji ścianowej, zaproponowano wzory aproksymacyjne opisujące: wypiętrzenie spągu w_{sp} , obniżenie stropu w_{st} , zaciskanie pionowe Z oraz zaciskanie poziome M w chodniku przyścianowym, w zależności od położenia X frontu ściany (Prusek, Jędrzejec 2008):

$$w_{sp} = C_1 F_1(\xi_1(x, r_1, p_1), \xi_2(x, r_1, p_1))$$
(54)

$$w_{st} = C_2 F_1(\xi_1(x, r_2, p_2), \xi_2(x, r_2, p_2))$$
(55)

$$Z = C_1 F_1(\xi_1(x, r_1, p_1), \xi_2(x, r_1, p_1)) + C_2 F_1(\xi_1(x, r_2, p_2), \xi_2(x, r_2, p_2))$$
(56)

$$M = CF_1(\xi_1(x, r, p), \xi_2(x, r, p))$$
(57)

gdzie C_1 , C_2 , C – współczynniki niezależne od położenia x punktów A_1 , A_2 , A w chodniku i położenia X frontu ściany, lecz zależne od położenia y punktów A_1 , A_2 , A według wzorów:

$$C_1 = a_1 h F_1(\eta_1, \eta_2) \tag{58}$$

$$C_2 = a_2 h F_1(\eta_1, \eta_2)$$
 (59)

$$C = Q \frac{h s_{ch}}{r} F_2(\eta_1, \eta_2)$$
(60)

131

gdzie:

 r_1,r_2,r – parametry określające poziome rozproszenie wpływów eksploatacji (skalę poziomego zasięgu) na poziomie odpowiednio spągu chodnika (punktu A_1), stropu chodnika (punktu A_2) i punktu A (rys. 84), m;





Fig. 84. Graphical interpretation of approximative model parameters: a - C, r, p, and C_1 , r_1 , p_1 – the case of horizontal convergence and floor heave calculations, $b - C_2$, r_2 , p_2 – in the case of roof sag calculations

- p_1, p_2, p parametry określające obrzeże eksploatacyjne od czoła ściany (przy dodatnim p pozorne cofnięcie położenia czoła ściany o wartość p rys. 84), m;
- Q bezwymiarowy współczynnik poziomego zaciskania chodnika w punkcie A, zależny tylko od wielkości opisujących warunki geologiczno-górnicze;
- a1, a2, a- bezwymiarowe parametry, analogiczne do współczynników eksploatacyjnych, zależne również od wielkości opisujących warunki geologiczno-górnicze, odpowiednio dla wypiętrzenia spągu chodnika (punktu A1), obniżenia stropu chodnika (punktu A2) i zaciskania poziomego na poziomie punktu A;
- *h* grubość pokładu (przyjmuje się dalej, że jest równa wysokości ściany), m;
- s_{ch} szerokość chodnika, m;
- X_p początkowe położenie frontu ścianowego, m;
- p_{ch} obrzeże od strony chodnika (aby $\varepsilon_{yy}(A) < 0$ przyjmuje się $p_{ch} = -s_{ch}$, włączając strefę chodnika do eksploatacji ścianowej), m.

Parametry $\xi_1, \xi_2, \eta_1, \eta_2, F_1, F_2$ są określone wzorami (Prusek, Jędrzejec 2008):

$$\xi_{1}(x,r,p) = \sqrt{\pi} \frac{X_{p} + p - x}{r}$$
(61)

$$\xi_2(x,r,p) = \sqrt{\pi} \frac{X - p - x}{r} \tag{62}$$

$$\eta_1(y, r, p_{ch}) = -\sqrt{\pi} \frac{\frac{1}{2}L + y}{r}$$
(63)

$$\eta_2(y, r, p_{ch}) = \sqrt{\pi} \frac{\frac{1}{2}L - p_{ch} - y}{r}$$
(64)

$$F_{1}(u,v) = \frac{1}{2} \left[\text{erf}(v) - \text{erf}(u) \right]$$
(65)

$$F_{2}(u,v) = v \exp(-v^{2}) - u \exp(-u^{2})$$
(66)

$$\operatorname{erf}(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{0}^{u} e^{-t^{2}} dt$$
 (67)

Z naturalnym rozszerzeniem definicji funkcji erf na liczby ujemne w postaci

$$\operatorname{erf}(-u) = -\operatorname{erf}(u) \tag{68}$$

Ze wzorów (58) i (59) wyznaczono parametry a_1 , a_2 pełniące rolę współczynników eksploatacyjnych dla wypiętrzenia spągu i obniżenia stropu, jako

$$a_{1} = \frac{C_{1}}{h F_{1}(\eta_{1}, \eta_{2})}$$
(69)

$$a_2 = \frac{C_2}{h F_1(\eta_1, \eta_2)}$$
(70)

Ponadto, z (60) wynika, że

$$Q = \frac{rC}{hs_{ch}F_2(\eta_1, \eta_2)}$$
(71)

W celu obliczenia argumentów funkcji F_1 , F_2 ze wzorów (63), (64), użyto współrzędnej punktów pomiarowych A₁, A₂, A

$$y = \frac{L}{2} + \frac{s_{ch}}{2}$$
(72)

otrzymując:

$$\eta_{1}(y,r,p_{ch}) = -\sqrt{\pi} \frac{\frac{1}{2}L+y}{r} = -\sqrt{\pi} \frac{\frac{1}{2}L+\frac{1}{2}L+\frac{s_{ch}}{2}}{r} = -\sqrt{\pi} \frac{L+\frac{s_{ch}}{2}}{r}$$
(73)

$$\eta_2(y,r,p_{ch}) = \sqrt{\pi} \frac{\frac{1}{2}L - p_{ch} - y}{r} = \sqrt{\pi} \frac{\frac{1}{2}L + s_{ch} - \frac{L}{2} - \frac{s_{ch}}{2}}{r} = \sqrt{\pi} \frac{s_{ch}}{2r}$$
(74)

Obliczając te argumenty dla każdego z punktów A₁, A₂, A należy we wzorach (73) i (74) wstawić zamiast *r* odpowiednio r_1 , r_2 . Wartości funkcji F_1 , F_2 dla każdego z punktów A₁, A₂, A oblicza się ze wzorów (75) i (76), przyjmując właściwe dla punktu argumenty η_1 , η_2

$$F_{1}(\eta_{1},\eta_{2}) = \frac{1}{2} \left[\text{erf}(\eta_{2}) - \text{erf}(\eta_{1}) \right] = \frac{1}{2} \left[\text{erf}(\eta_{2}) + \text{erf}(\theta + \eta_{2}) \right]$$
(75)

$$F_{2}(\eta_{1},\eta_{2}) = \eta_{2} e^{-\eta_{2}^{2}} + (\eta_{2} + \theta) e^{-(\eta_{2} + \theta)^{2}}$$
(76)

gdzie

$$\theta = \sqrt{\pi} \frac{L}{r} \tag{77}$$

$$\eta_1 = -(\eta_2 + \theta) \tag{78}$$

5.2.2. Wyznaczanie wartości parametrów modelu aproksymacyjnego dla badanych chodników przyścianowych

Bazując na wynikach pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych, za pomocą obliczeń matematycznych wyznaczono dla 23 badanych wyrobisk parametry: C_1 , C_2 , C, r_1 , r_2 , r, p_1 , p_2 , p, modelu aproksymacyjnego, stworzonego na podstawie analogii do teorii Budryka-Knothego. Przykłady takich obliczeń dla wyników pomiarów wypiętrzania spągu i osiadania stropu w jednym z chodników przyścianowych przedstawiono na rysunkach 85 i 86, gdzie σ oznacza średni błąd kwadratowy dopasowania pojedynczego pomiaru. W tablicy 21 zamieszczono obliczone wartości parametrów modelu aproksymacyjnego AMZCH-2 dla wszystkich analizowanych chodników przyścianowych.

oraz









Rys. 86. Dopasowanie modelu aproksymacyjnego do wyników pomiaru obniżenia stropu chodnika B-21b; wartości parametrów modelu: C₂ = 375,0 mm, r₂ = 67,4 m, p₂ = 21,2 m, σ = 20,1 mm

Fig. 86. Adjustment of approximative model to the measurement results of roof sag of road B-21b; model parameter values: $C_2 = 375.0$ mm, $r_2 = 67.4$ m, $p_2 = 21.2$ m, $\sigma = 20.1$ mm

1	Wyrobisko	Parametr										
Lp.	wyrodisko	C1	C2	С	<i>I</i> 1	<i>I</i> 2	r	<i>p</i> 1	<i>p</i> ₂	р		
1.	Chodnik B-21b	288,0	352,8	500,0	130,6	54,1	148,7	33,0	17,8	4,0		
2.	Chodnik 431	129,2	349,4	611,0	187,4	51,9	66,5	73,6	28,8	20,5		
3.	Chodnik C-422	1091,5	304,3	421,7	87,5	44,7	68,9	13,9	13,2	12,5		
4.	Chodnik C-424	1073,8	530,0	400,0	142,2	22,6	107,8	33,8	4,3	1,2		
5.	Chodnik C-426	932,1	610,0	687,8	97,6	22,4	44,1	8,8	0,0	9,0		
6.	Chodnik C-428	281,4	491,6	314,6	83,9	32,2	55,4	18,0	-0,1	14,5		
7.	Chodnik A-316	350,4	121,5	289,4	90,9	8,0	139,9	42,1	9,4	46,3		
8.	Chodnik 808	822,6	306,8	518,8	138,1	49,4	51,6	37,5	14,5	12,5		
9.	Chodnik 804	761,4	517,3	555,2	210,3	46,6	107,5	50,7	15,2	31,0		
10.	Chodnik 2502	316,7	281,6	125,7	48,4	81,8	67,1	6,5	-1,0	12,8		
11.	Chodnik 321	479,7	300,3	452,5	96,3	51,4	50,0	23,1	6,5	11,3		
12.	Dowierzchnia 2	344,0	277,7	641,5	29,3	11,5	16,4	17,2	-2,9	4,9		
13.	Chodnik 762	91,0	228,6	93,9	63,4	37,2	42,3	26,4	27,6	13,0		
14.	Chodnik 063	510,0	958,6	703,9	40,7	110,1	73,1	6,3	8,4	5,1		
15.	Dowierzchnia 3	751,1	364,5	652,0	46,3	31,1	30,2	7,9	-11,9	2,1		
16.	Upadowa 2E	205,7	90,6	183,3	110,3	106,9	82,6	31,8	37,4	33,5		
17.	Pochylnia IV	647,7	513,1	1030,8	37,0	17,8	14,2	1,6	0,9	-3,5		
18.	Dowierzchnia 13	223,9	121,1	89,2	100,0	17,8	176,0	13,5	-0,4	42,5		
19.	Chodnik 4	295,9	1181,8	362,3	91,3	33,3	60,8	2,1	-5,6	6,0		
20.	Chodnik 5	350,0	410,7	367,4	40,0	48,8	62,1	10,0	17,4	8,1		
21.	Chodnik 6/615	751,4	302,8	522,7	89,1	40,6	81,0	15,7	5,0	18,2		
22.	Chodnik odst. śc. 221	212,1	680,5	215,8	110,9	98,5	89,3	32,3	7,8	35,2		
23.	Chodnik podśc. śc. 322	897,2	342,5	512,2	95,4	42,8	149,8	9,2	6,2	4,8		

Tablica 21. Wartości obliczonych parametrów C₁, C₂, C, r₁, r₂, r, p₁, p₂, p modelu aproksymacyjnego dla badanych chodników przyścianowych

- 5.2.3. Określanie zależności między wyznaczonymi
 - parametrami modelu aproksymacyjnego
 - a wielkościami geologiczno-górniczymi
 - z rejonu badanych chodników

Parametry modelu aproksymacyjnego: C_1 , C_2 , C, r_1 , r_2 , r, p_1 , p_2 , p obliczono na podstawie dopasowań określonych w nim funkcji do wyników pomiarów dołowych. Następnym krokiem było poszukiwanie zależności tych parametrów od wielkości opisujących warunki geologiczno-górnicze, charakteryzujących chodniki przyścianowe, w których prowadzono pomiary dołowe. Wielkości te były identyczne, jak przyjmowane w pierwszym modelu aproksymacyjnym AMZCH-1, a opisano je w podrozdziale 5.1.1.

W modelu AMZCH–2 założono istnienie zależności parametrów C_1 , C_2 , C od wysokości ściany h, a także od jej długości L, szerokości chodnika s_{ch} i poziomego zasięgu wpływów r_1 , r_2 , r, pośrednio przez funkcje F_1 , F_2 oraz parametry a_1 , a_2 , Q. Do ich obliczenia zostały zastosowane wzory (69), (70) i (71). Wyniki tych obliczeń zamieszczono w tablicy 22.

1	Wherebieles	Parametr										
Lp.	wyrodisko	<i>a</i> 1	a2	Q	t ₁	t ₂	t	<i>k</i> 1	k2	k		
1.	Chodnik B-21b	0,221	0,256	135,962	0,019	0,046	0,017	0,044	0,024	0,005		
2.	Chodnik 431	0,133	0,337	72,819	0,010	0,037	0,029	0,189	0,074	0,053		
3.	Chodnik C-422	1,036	0,275	51,332	0,023	0,045	0,029	0,028	0,026	0,025		
4.	Chodnik C-424	1,040	0,440	118,900	0,014	0,089	0,019	0,068	0,009	0,002		
5.	Chodnik C-426	0,889	0,505	34,469	0,021	0,089	0,045	0,018	0,000	0,018		
6.	Chodnik C-428	0,266	0,426	21,933	0,024	0,062	0,036	0,036	0,000	0,029		
7.	Chodnik A-316	0,256	0,060	98,063	0,029	0,324	0,019	0,124	0,028	0,136		
8.	Chodnik 808	0,690	0,242	27,270	0,017	0,047	0,045	0,063	0,024	0,021		
9.	Chodnik 804	0,650	0,406	126,145	0,011	0,049	0,021	0,084	0,025	0,052		
10.	Chodnik 2502	0,191	0,177	8,563	0,062	0,037	0,045	0,013	-0,002	0,026		
11.	Chodnik 321	0,610	0,367	38,789	0,016	0,029	0,030	0,033	0,009	0,016		
12.	Dowierzchnia 2	0,396	0,266	6,300	0,051	0,131	0,091	0,031	-0,005	0,009		
13.	Chodnik 762	0,056	0,134	2,557	0,047	0,081	0,071	0,068	0,071	0,033		
14.	Chodnik 063	0,216	0,437	40,588	0,103	0,038	0,057	0,009	0,012	0,007		
15.	Dowierzchnia 3	0,678	0,314	13,684	0,043	0,064	0,066	0,011	-0,017	0,003		
16.	Upadowa 2E	0,131	0,058	18,850	0,027	0,028	0,036	0,058	0,068	0,061		
17.	Pochylnia IV	0,544	0,383	4,953	0,057	0,118	0,147	0,005	0,003	-0,011		
18.	Dowierzchnia 13	0,239	0,107	5,490	0,018	0,101	0,010	0,021	-0,001	0,065		
19.	Chodnik 4	0,233	0,846	20,941	0,026	0,072	0,040	0,002	-0,006	0,006		
20.	Chodnik 5	0,280	0,336	24,164	0,055	0,045	0,035	0,010	0,018	0,008		
21.	Chodnik 6/615	0,678	0,257	73,900	0,024	0,052	0,026	0,030	0,010	0,035		
22.	Chodnik odst. śc. 221	0,145	0,078	22,51	0,025	0,034	0,032	0,047	0,061	0,057		
23.	Chodnik podśc. śc. 322	0,352	0,255	121,751	0,021	0,049	0,021	0,039	0,016	0,012		

Tablica 22. Parametry: a1, a2, O, t1, t2, t, k1, k2, k obliczone na podstawie parametrów C1, C2, C, r1, r2, r, p1, p2, p

Następnie na podstawie doświadczeń uzyskanych podczas stosowania teorii Budryka-Knothego do określania wpływów eksploatacji górniczej na górotwór, zbadano ilorazy, które w tej teorii są przyjmowane dla powierzchni terenu jako stałe, zależne tylko od własności górotworu. Są to ilorazy t_1 , t_2 , t związane z zależnościami parametrów r_1 , r_2 , r od głębokości G lub wysokości ściany h oraz ilorazy k_1 , k_2 , k określające zależność parametrów p_1 , p_2 , p od głębokości zgodnie ze wzorami (79), (80), (81)

$$k_1 = \frac{p_1}{G} \tag{79}$$

$$k_2 = \frac{p_2}{G} \tag{80}$$

$$k = \frac{p}{G} \tag{81}$$

Dla parametrów zasięgu wpływów r_1 , r_2 , r przebadano dwie hipotezy zależności od wielkości geologiczno-górniczych, przez ilorazy:

$$t_1 = r_1/G, t_2 = r_2/G, t = r/G,$$

$$t_1 = r_1/h, t_2 = r_2/h, t = r/h.$$

Po przeanalizowaniu obu hipotez wybrano drugą z nich ze względu na mniejszą wariancję dopasowania. Tak więc w dalszych obliczeniach t_1 , t_2 , t stanowiły zależności:

$$t_1 = \frac{r_1}{h} \tag{82}$$

$$t_2 = \frac{r_2}{h} \tag{83}$$

$$t = \frac{r}{h} \tag{84}$$

Wartości tych parametrów otrzymane ze wzorów (79–84) również zamieszczono w tablicy 22.

Poszukując typu zależności między wielkościami geologiczno-górniczymi, traktowanymi jako niezależne zmienne losowe, a wyznaczonymi parametrami a_1, a_2, Q , oraz t_1, t_2, t, k_1, k_2, k , wykonano obliczenia dla trzech wariantów, w których zmiennymi zależnymi były:

- wartości $a_1, a_2, Q, t_1, t_2, t, k_1, k_2, k$,
- ich odwrotności $\frac{1}{a_1}, \frac{1}{a_2}, \frac{1}{Q}, \frac{1}{t_1}, \frac{1}{t_2}, \frac{1}{t}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_1}, \frac{1}{k_2}, \frac{1}{k_1}, \frac{1$
- wartości logarytmu $\ln(a_1), \ln(a_2), \ln(Q), \ln(t_1), \ln(t_2), \ln(t), \ln(k_1), \ln(k_2), \ln(k)$.

Po obliczeniach, metodą regresji liniowej, spośród analizowanych wariantów wybrano te, dla których testy Studenta wykazywały istotnie różne od zera wartości wszystkich współczynników regresji. Spośród nich następnie wybrano te, których współczynnik korelacji wielokrotnej był największy.

Wyniki obliczeń zależności parametrów modelu aproksymacyjnego od analizowanych wielkości geologiczno-górniczych przedstawiono w tablicy 23.

Tablica 23. Zestawienie zależności określających parametry modelu aproksymacyjnego: *a*₁, *a*₂, *Q*, *r*₁, *r*₂, *r*, *p*₁, *p*₂, *p* w zależności od analizowanych wielkości geologiczno-górniczych

Lp.	Postać zależności modelu aproksymującego AMZCH-2
1.	$a_1 = 0,3841(Rc_{strop}/Rc_{spag})$
2.	$a_2 = 0,001755 \exp(4,389816 m_c + 0,001467 G)$
3.	$Q = 613, 13 \exp(0.0387 R c_{spag} - 0.5473 \alpha - 0.07062 R c_{ocios})$
4.	$r_1 = 1,177 R c_{\text{spag}} h$
5.	$r_2 = 0,260L_{st}h$
6.	r = 1,651 <i>Rc</i> _{węgiel} <i>h</i>
7.	$p_1 = 0,000734L_{sp}G$
8.	$p_2 = 0,000248L_{st}G$
9.	$p = 0,001528 R c_{wegiel} G$

Na podstawie opracowanego modelu aproksymującego zaciskanie chodników AMZCH-2 stworzono program komputerowy, którego panele do wprowadzania danych, panel wynikowy oraz graficzną prezentację wyników obliczeń przedstawiono na rysunku 87a–c.



Rys. 87. Panele programu do prognozowania zaciskania chodników przyścianowych na podstawie modelu aproksymacyjnego AMZCH-2: a – panel danych wejściowych, b – panel wyników obliczeń, c – graficzna prezentacja przebiegu deformacji chodnika przyścianowego

Fig. 87. Panels of programme for gate road convergence prediction on the basis of the approximative model AM-ZCH-2: a – panel of input data, b – panel of calculation results, c – graphical presentation of gate road deformation course

5.3. Wykorzystywanie sieci neuronowych oraz metody SVM do prognozowania zaciskania chodników przyścianowych

Dzieki rozwojowi i powszechnemu wykorzystywaniu techniki komputerowej, umożliwiajacej znaczne przyspieszenie wykonywania skomplikowanych obliczeń matematycznych, zastosowanie takich metod, jak sztuczne sieci neuronowe, czy też metoda SVM (Support Vector Machines – Maszyny Wektorów Wspierajacych) znajduje coraz więcej zastosowań praktycznych. Wśród wielu dziedzin przemysłu, w których sieci neuronowe stosuje się między innymi do predykcji określonych wielkości (Tadeusiewicz 1993), w ostatnim okresie znalazło sie również górnictwo. Wymienić można próby zastosowania sieci neuronowych do prognozowania: wstrzasów górniczych (Kowalik 2004), osiadania powierzchni terenu wskutek eksploatacji górniczej (Pawluś 2006), wydzielania metanu do wyrobisk ścianowych (Borowski, Szlazak 2006; Karacan 2007, 2008) czy też kategoryzacji ryzyka zagrożenia tapaniami (Kabiesz 2002, 2006), obliczania nośności odrzwi obudowy chodnikowej (Pacześniowski 2004) oraz oceny stateczności wyrobiska w obudowie kotwiowej (Masny, Nierobisz 2005). Powyższe doświadczenia skłoniły autora do podjęcia prób wykorzystania sięci neuronowych do prognozowania zaciskania chodników przyścianowych (Prusek 2007b). Autor także, jako pierwszy, podjął próbę zastosowania dla tego typu zagadnień, metody SVM (Prusek 2008i). Została ona opracowana przez Vladimira Vapnika i służy do rozwiazywania problemów klasyfikacji i regresji (Vapnik 1995; Cortes, Vapnik 1995).

5.3.1. Charakterystyka sztucznych sieci neuronowych

Sieci neuronowe są bardzo uproszczonym modelem ludzkiego mózgu i składają się z dużej liczby elementów, tzw. neuronów, które są powiązane ze sobą za pomocą połączeń o określonych parametrach, tzw. wag, modyfikowanych w czasie procesu uczenia (Tadeusiewicz 1993). Pierwszy model sztucznego neuronu, który w istotny sposób przyczynił się do rozwoju sieci neuronowych, został stworzony w 1943 roku przez McCullocha i Pittsa (rys. 88).



Rys. 88. Model sztucznego neuronu³⁾ Fig. 88. Model of artificial neuron

³⁾ http://edward_ch.republika.pl/sneuro.html

Jak już wspomniano z każdym wejściem neuronu jest związana pewna liczba, zwana wagą, która określa, jak ważna jest dostarczona informacja. Neuron sumuje wszystkie sygnały pomnożone przez odpowiadające im wagi i ewentualnie dodaje do tego pewną wartość progową zwaną biasem. Tak przetworzone sygnały są najczęściej podawane do funkcji aktywacji, która, w zależności od użytej postaci, przyjmuje odpowiednie wartości i jej wynik stanowi już ostatecznie o sygnale wyjściowym neuronu. Stosowane w neuronach funkcje aktywacji można podzielić na trzy grupy, tj. progową, liniową i nieliniową. Wybór funkcji aktywacji zależy od rodzaju problemu, jaki ma być rozwiązywany za pomocą sieci.

Z uwagi na niewielkie możliwości obliczeniowe pojedynczego neuronu, neurony łączy się, tworząc sieci o różnych strukturach. Sieć powstaje w taki sposób, że wyjścia jednych neuronów są łączone z wejściami innych.

Działanie sieci neuronowej można podzielić na pewne charakterystyczne etapy. Zasadniczo wyróżnia się dwa: etap uczenia oraz etap normalnego działania. Czasami wyróżnia się także trzeci etap, będący w zasadzie częścią okresu nauki, a mianowicie etap walidacji.

Podczas procesu uczenia sieć gromadzi i porządkuje informacje, które będą niezbędne podczas jej funkcjonowania jako narzędzia do predykcji. Celem wyeliminowania każdorazowego uczenia sieci, kiedy chce się wykorzystać ją do rozwiązania jakiegoś zadania, można zapisać wytworzony wcześniej model. Pozwala to na zaoszczędzenie znacznej ilości czasu, jako że tworzenie modelu to proces najbardziej czasochłonny.

Etap normalnego działania, popularnie nazywany egzaminem, jest wypełniony przez rozwiązywanie konkretnych nowych zadań z wykorzystaniem wiedzy z poprzedniego etapu – etapu uczenia.

Etap walidacji jest procesem wspomagającym uczenie. Wykorzystuje się wtedy część danych w celu zapobieżenia tak zwanemu przeuczeniu sieci, czyli inaczej mówiąc, aby sieć nie przyswoiła tylko i wyłącznie danych wykorzystanych do uczenia. Najczęściej w celu walidacji wykonuje się tzw. kroswalidację, to znaczy dzieli się zbiór uczący, np. na 10 podzbiorów danych (przy 10-krotnej kroswalidacji), a następnie kolejno wykorzystuje 9 podzbiorów do uczenia, zaś pozostały jeden do walidacji i cały proces się powtarza (Jankowski 2003).

Są dwa warianty procesu uczenia (Osowski 1996):

- z nauczycielem,
- bez nauczyciela.

Proces uczenia z nauczycielem, zwany także dosyć często uczeniem pod nadzorem, polega na tym, że oprócz danych podawanych na wejście, ma się do dyspozycji również dane wyjściowe. Zatem uczenie polega na dobraniu wag w taki sposób, aby sygnał wyjściowy był jak najbardziej zbliżony do wartości oczekiwanej (Korbicz, Obuchowicz, Uciński 1994).

W przypadku procesu uczenia bez nauczyciela nie jest znana wartość pożądana, jaka powinna się pojawić na wyjściu (Korbicz, Obuchowicz, Uciński 1994). Jako że nie ma informacji o tym, czy odpowiedź jest prawidłowa czy też nie, sieć jest zmuszona do uczenia się przez analizę reakcji na pobudzenia, których natura jest jej mało znana lub nieznana wcale. Podczas procesu analizy sieć zmienia swoje parametry i taką sytuację nazywa się samoorganizacją.

Ze względu na budowę, można wyróżnić następujące rodzaje sieci (Barski, Jędruch 1996):

- sieci jednokierunkowe jednowarstwowe,
- sieci jednokierunkowe wielowarstwowe,
- sieci rekurencyjne.

W sieci jednokierunkowej jednowarstwowej (rys. 89) neurony znajdują się w jednej warstwie, do której są dostarczane sygnały wejściowe z tak zwanych węzłów wejściowych. Każdy sygnał wejściowy jest połączony z każdym neuronem, a sygnał biegnie tylko w jednym kierunku – od wejścia do wyjścia. Jest to sieć niezwykle prosta, a jej nazwa jest wyznaczana przez wykorzystaną metodę uczenia oraz sposób dobierania wag.





Sieci jednokierunkowe wielowarstwowe (rys. 90) cechują się występowaniem co najmniej jednej warstwy ukrytej, która jest tak zwanym pośrednikiem między węzłami wejściowymi a warstwą wyjściową. Sygnały wejściowe podaje się na pierwszą warstwę ukrytą neuronów, a te wysyłają swój sygnał wyjściowy dalej – na wejścia kolejnej warstwy. Do uczenia tego typu sieci wykorzystuje się zwykle sposób nauki z nauczycielem, zaś najczęściej wykorzystywaną funkcją aktywacji jest funkcja sigmoidalna.

Istotną różnicą sieci rekurencyjnych w stosunku do sieci jednokierunkowych jest występowanie sprzężenia zwrotnego między wyjściem sieci a jej wejściem. Wyróżnia się zarówno sieci rekurencyjne z jedną warstwą neuronów, jak i z kilkoma warstwami (warstwy ukryte) i takie sieci nazywa się sieciami wielowarstwowymi rekurencyjnymi.

Sztuczne sieci neuronowe znajdują szerokie zastosowanie w różnych dziedzinach naszego życia; do najważniejszych kierunków takich zastosowań zaliczono (Tadeusiewicz 1993):

- predykcję,
- klasyfikację i rozpoznawanie podmiotów gospodarczych,

⁴⁾ http://kik.pcz.pl/nn/arch.php?art=2



Rys. 90. Sieć jednokierunkowa wielowarstwowa⁵⁾ Fig. 90. Unidirectional multilayered network

- kojarzenie danych,
- analize danych.
- filtrację sygnałów,
- optymalizację.

Tadeusiewicz (1993), opisując zastosowanie sieci neuronowych w zagadnieniach predykcji, podaje, że ważna zaleta sieci neuronowych jest fakt, że w wyniku procesu uczenia sieć może nabyć zdolność przewidywania wyjściowych sygnałów wyłącznie na podstawie tak zwanego ciągu uczącego bez konieczności stawiania w wyraźny sposób hipotez o naturze zwiazku miedzy wejściowymi danymi a przewidywanymi wynikami. Jest to jedna z najważniejszych zalet sieci neuronowych, która przyczyniła się do prób zastosowania tej metody do prognoz deformacji chodników przyścianowych.

5.3.2. Prognoza zaciskania chodników przyścianowych z wykorzystaniem sztucznych sieci neuronowych

Celem zastosowania sieci neuronowych do prognoz deformacji chodników przyścianowych wykorzystano oprogramowanie Weka⁶. Jest to oprogramowanie open source, bazujace na licencji GNU (General Public License), które opracowano w Uniwersytecie Waikato w Nowej Zelandii. Weka zawiera zbiór algorytmów uczenia maszynowego (właczając w to sztuczne sieci neuronowe).

Danymi wejściowymi, podobnie jak we wcześniejszych modelach aproksymacyjnych AMZCH-1 i AMZCH-2, były wyniki pomiarów dołowych zaciskania, uzyskane z dwudziestu trzech chodników przyścianowych. Na początku wszystkie zebrane dane umieszczono kolejno w trzech różnych plikach, rozpatrujac trzy oddzielne zadania:

- prognozę osiadania stropu,
- prognozę wypiętrzania spagu,
- prognozę zaciskania poziomego.

 ⁵⁾ http://kik.pcz.pl/nn/arch.php?art=3
 ⁶⁾ http://www.cs.waikato.ac.nz/ml/weka
Następnie dane sprowadzono do formatu pliku ARFF, jaki akceptuje oprogramowanie Weka. Kolejnym krokiem była standaryzacja danych konieczna, aby dokonana w następnym kroku selekcja cech nie faworyzowała atrybutów, które przyjmują największe wartości. W dalszej kolejności dokonano selekcji cech w celu wyeliminowania nieistotnych i wybrania tylko tych najbardziej znaczących. Wykorzystano do tego selekcję z algorytmem wspinaczkowym i przeszukiwaniem w przód (Witten, Frank 2005). W czasie selekcji jako metodę oceny wybrano metodę powłoki. Cechami poddanymi selekcji były wielkości geologiczno-górnicze, charakteryzujące warunki lokalizacji i parametry eksploatacji w rejonach badanych chodników przyścianowych.

Dla osiadania stropu, wypiętrzania spągu i zaciskania poziomego zostały wybrane, przez selekcję, te cechy, które mogą wpływać na wartości tych rodzajów deformacji. Cechy te, którymi są określone wielkości geologiczno-górnicze, przedstawiono w tablicy 24.

Tablica 24. Wielkości geologiczno-górnicze (cechy) wyznaczone przez selekcję cech, wpływające na deformacje chodników przyścianowych

Numer cechy	Nazwa cechy	Jednostka
1.	Głębokość zalegania chodnika	m
2.	Wytrzymałość na ściskanie skał stropowych	MPa
3.	Wytrzymałość na ściskanie skał spągowych	MPa
4.	Wytrzymałość na ściskanie pokładu węgla	MPa
5.	Średniodobowy postęp ściany	m/dobę
6.	Wysokość ściany	m
7.	Długość ściany	m
8.	Ciśnienie górotworu z uwzględnieniem współczynnika modyfikacji mc	MPa
9.	Podporność obudowy przed czołem ściany	kN/m
10.	Podporność obudowy za czołem ściany	kN/m

Do prognozowania deformacji chodników wykorzystano sieci z radialnymi funkcjami bazowymi (RBF) oraz sieć typu MLP (*Multi Layer Perceptron*), która jest siecią jednokierunkową, wielowarstwową. Zastosowano wariant uczenia sieci z nauczycielem, zaś jako funkcję aktywacji przyjęto nieliniową funkcję sigmoidalną. Dla sieci MLP przebadano przypadki dla różnej liczby neuronów w warstwie ukrytej. W tablicach 25–27 przedstawiono wartości błędów, jakie wystąpiły w przypadkach obliczania: osiadania stropu, wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego za pomocą sieci MLP oraz RBF.

Tablica 25. Wartości błędów występujących prz	y obliczaniu osiadania stropu metodami MLP i RBF
-----------------------------------------------	--------------------------------------------------

	Liczba ukrytych neuronów	Błę	dy, mm	Błędy, %		
Metoda		średni błąd bezwzględny	pierwiastek ze średnie- go błędu kwadratowe- go bezwzalednego	średni błąd względny	pierwiastek ze śred- niego błędu kwadrato- wego wzglednego	
	Auto	46,77	63,16	22,62	23,20	
MLP	5	51,40	71,09	24,86	26,11	
	10	40,51	54,42	19,59	19,99	
	15	39,90	52,74	19,30	19,37	
	20	40,37	53,23	19,53	19,56	
	25	40,48	53,37	19,58	19,61	
	30	43,52	58,13	21,05	21,36	
	RBF	211.45	270.16	99.84	99.25	

|--|

		Błe	ędy, mm	Błędy, %		
Metoda	Liczba ukrytych neuronów	średni błąd bezwzględny	pierwiastek ze średnie- go błędu kwadratowe- go bezwzględnego	średni błąd względny	pierwiastek ze śred- niego błędu kwadrato- wego względnego	
	Auto	36,26	47,38	16,15	16,86	
MLP	5	37,58	48,82	16,74	17,37	
	10	34,66	46,26	15,44	16,46	
	15	30,38	40,14	13,53	14,28	
	20	29,53	40,72	13,15	14,49	
	25	29,95	41,91	13,34	14,91	
	30	33,99	54,83	15,14	19,51	
	RBF	219,28	274,06	97,71	97,52	

		Bł	ędy, mm	Błędy, %		
Metoda	Liczba ukrytych neuronów	średni błąd bezwzględny	pierwiastek ze średnie- go błędu kwadratowe- go bezwzględnego	średni błąd względny	pierwiastek ze śred- niego błędu kwadrato- wego względnego	
	Auto	50,51	69,76	26,06	30,74	
MLP	5	50,97	68,80	26,30	30,32	
	10	39,38	55,79	20,32	24,59	
	15	39,39	56,27	20,33	24,80	
	20	38,51	55,95	19,87	24,66	
	25	42,47	61,11	21,92	26,93	
	30	45,29	64,93	23,37	28,62	
RBF		193,15	225,45	99,68	99,36	

Na podstawie otrzymanych wyników, zestawionych w tablicach 25–27, można zauważyć, że dla każdej z prognoz lepsza okazała się sieć typu MLP, jednak za każdym razem z inną wartością neuronów w warstwie ukrytej. I tak dla prognozy zaciskania poziomego oraz wypiętrzania spągu najlepsze rezultaty daje sieć MLP z 20 neuronami w warstwie ukrytej, zaś dla osiadania stropu z 15 neuronami.

Na rysunku 91 przedstawiono panel programu komputerowego, prezentujący wyniki obliczeń wypiętrzania spągu w jednym z badanych chodników przyścianowych, z wykorzystaniem sieci MLP.



Rys. 91. Prognozowanie wypiętrzania skał spągowych za pomocą sztucznej sieci neuronowej MLP (Prusek 2007b) Fig. 91. Prediction of floor rock heave by help of artificial neural network MLP (Prusek 2007b)

5.3.3. Prognozowanie zaciskania chodników przyścianowych metodą SVM

Inna z metod, która zastosowano w zagadnieniu prognozowania zaciskania chodników przyścianowych była metoda SVM (Support Vector Machines - Maszyny Wektorów Wspierajacych). Metoda SVM jest zaliczana do grupy metod uczenia z nadzorem (Supervised Learning Methods) i stosowana do rozwiazywania problemów dotyczących klasyfikacji i konstrukcji modeli regresyjnych (Koronacki, Ćwik 2005; Vapnik, Chervonenkis 1971, 1991; Vapnik 1995, 1998; Ivanciuc 2007). Została ona opracowana przez Vladimira Vapnika (Vapnik, Chervonenkis 1971) i pierwotnie była stosowana do rozwiązywania problemu liniowej klasyfikacji obiektów, znanej jako algorytm największego marginesu (Maximal Margin Algorithm) (Cortes, Vapnik 1995; Cristianini, Shawe-Taylor 2000; Burges 1998; Smola, Scholkopf 1998; Czekaj, Wu, Walczak 2005). Idea metody SVM bazuje na konstrukcji hiperpłaszczyzn dyskryminacyjnych w celu przyporządkowania obiektów do dwóch klas, przy zachowaniu możliwie największego marginesu zaufania. W metodzie tej wykorzystuje się ideę adaptacyjnego wzbogacania przestrzeni obserwacji, a następnie poszukiwania hiperpłaszczyzny dyskryminacyjnej w nowej przestrzeni. Innymi słowy poszukuje się tzw. wektorów wspierających (Support Vectors), służących do konstrukcji hiperpłaszczyzn przyporządkowujących obiekty do dwóch klas, przy zachowaniu największego marginesu zaufania (*Maximal Margin*).

Na rysunku 92 przedstawiono ideę metody SVM, użytej do klasyfikacji obiektów z dwóch klas. Przynależność obiektów oznaczono kolorami białym i czarnym (rys. 92a) i liczbami +1 i –1 (rys. 92b).



Rys. 92. Przypadki liniowo separowanych obiektów należących do dwóch klas: a – przynależność obiektów oznaczona kolorem białym i czarnym, b – oznaczona liczbami +1 i –1 (Ivanciuc 2007)

Fig. 92. Cases of linearly separated objects belonging to two classes: a – attachment of objects marked with white and black colour, b – marked with numbers +1 and –1 (Ivanciuc 2007)

Rozważane klasy obiektów są liniowo rozdzielne, tzn. można je idealnie rozdzielić hiperpłaszczyzną dyskryminacyjną H. Rozdzielność warunkuje istnienie tzw. marginesów ograniczonych dwoma hiperpłaszczyznami (H₁, H₂), między którymi nie znajduje się żaden obiekt. Płaszczyzna dyskryminacyjna leży w środku między hiperpłaszczyznami H₁ i H₂. Obie hiperpłaszczyzny marginesu przechodzą przez pewne obiekty zwane wektorami podpierającymi.

Metoda SVM może być również stosowana do oddzielania klas, które nie są liniowo rozdzielne (rys. 93a).



Rys. 93. Przykład nielinowo separowanych obiektów należących do dwóch klas: a – przestrzeń wejściowa, b – przestrzeń wielowymiarowa (Ivanciuc 2007)

Fig. 93. Example of non-linearly separated objects belonging to two classes: a – input space, b – multidimensional space (Ivanciuc 2007) W takim przypadku współrzędne obiektów są mapowane z przestrzeni R^n do R^p przy użyciu funkcji nieliniowych (f_i) . W nowej przestrzeni obiekty są grupowane przy użyciu liniowych klasyfikatorów (rys. 93b). Innymi słowy, chcąc znaleźć najlepsze rozwiązanie rozważanego problemu, poszukuje się hiperpłaszczyzn grupujących obiekty do dwóch klas nie w przestrzeni wejściowej, ale w pewnej przestrzeni R^p , która jest utworzona przez funkcje bazowe $f_i(x)$, określone w przestrzeni wejściowej. Równanie takiej hiperpłaszczyzny można przedstawić następująco

$$F(x) = \sum_{i=1}^{n} a_i y_i K(x_i, x) + b$$
(85)

gdzie a_i oznacza optymalne wartości współczynników Lagrange'a, b jest stałą i $y_i \in \{-1,1\}$. W powyższym równaniu $K_i(x_i, x)$ jest nazywane jądrem iloczynu skalarnego funkcji bazowych $f_j(x)$, $j = 1, 2 \dots m$. Podstawowym elementem transformacji jest wybór funkcji jądra (*Kernel Function*), odpowiedzialnej za odwzorowanie punktów do nowej przestrzeni. Funkcje jądrowe są stosunkowo prostymi, symetrycznymi funkcjami dwóch argumentów wektorowych w przestrzeni R^p , często pozwalającymi na obliczenie wartości danego iloczynu skalarnego w przestrzeni rozszerzonej. Najczęściej używanymi funkcjami jądrowymi w metodzie SVM są (Ustun, Melssen, Buydens 2006):

• funkcja liniowa

$$K(x_{i}, x_{j}) = (\langle x_{i}, x_{j} \rangle + 1)$$
(86)

• funkcja wielomianowa

$$K(x, x') = (1 + xx')^{r}$$
(87)

• funkcja Gaussa

$$K(x,x') = e^{-\frac{\|x-x'\|^2}{\gamma}}$$
(88)

funkcja sigmoidalna

$$K(x, x') = \tan h(\gamma[x^{\tau}x'] + \theta)$$
(89)

Vapnik (1995) metodę SVM zastosował do konstrukcji modeli regresyjnych. Ideę tego podejścia przedstawiono na rysunku 94.



Rys. 94. Przykład zastosowania metody SVM w modelu regresji (Koronacki, Ćwik 2005; Ivanciuc 2007) Fig. 94. Example of SVM method application in the regression model (Koronacki, Ćwik 2005; Ivanciuc 2007)

Zbiór uczący jest użyty do konstrukcji modelu regresyjnego (Scholkopf, Smola 2002; Smola, Scholkopf 1998; Ustun, Melssen, Buydens 2006; Thissen i in. 2004; Ivanciuc 2007). W przypadku regresji algorytm SVM znajduje w nowej przestrzeni ciągłą funkcję, w ε -sąsiedztwie której mieści się największa możliwa liczba obiektów. Parametr ε określa odchylenie, a więc determinuje gładkość dopasowania.

W przypadku prac nad zastosowaniem metody SVM do prognozowania deformacji chodników przyścianowych przyjęto inny tok postępowania, jak w przypadku sztucznych sieci neuronowych. Założono bowiem, że zaciskanie wszystkich badanych chodników zostanie podzielone na dwie części, to jest do czoła ściany oraz za jej frontem. Do opisu zaciskania przed, jak i za ścianą wykorzystano dwie funkcje opracowane wcześniej przez autora (Prusek 2008c):

• funkcję opisującą zaciskanie pionowe chodnika przed czołem ściany

$$z(x_i) = e^{(a_1 + b_1 x_1)}$$
(90)

• funkcję opisującą zaciskanie pionowe chodnika za czołem ściany

$$z(x_i) = \frac{1}{\frac{a_2}{x_i} + b_2}$$
(91)

gdzie x – odległość od czoła ściany, m.

Następnie dla wyżej przedstawionych funkcji dokonano obliczeń z zastosowaniem metody SVM, poszukując wartości współczynników: a_1 , b_1 , a_2 oraz b_2 . W metodzie wykorzystano funkcję Gaussa. Na takie rozwiązanie zdecydowano się, mając na uwadze fakt, że prognozowanie odpowiednich współczynników funkcji jest znacznie mniej skomplikowanym zadaniem niż przewidzenie skomplikowanej relacji zachodzącej między wyselekcjonowanymi wcześniej cechami a wyjściem w postaci wartości zaciskania. Następnie wyniki otrzymane z wyjść funkcji połączono i wykreślono odpowiednie krzywe. Na rysunkach 95 i 96 przedstawiono wyniki prognoz deformacji chodnika przyścianowego uzyskane z wykorzystaniem metody SVM (Prusek 2008i).



Rys. 95. Prognozowane wypiętrzanie skał spągowych w chodniku przyścianowym z wykorzystaniem metody SVM Fig. 95. Predicted floor rock heave in the gate road using the SVM method



Rys. 96. Prognozowane zaciskanie poziome chodnika przyścianowego z wykorzystaniem metody SVM Fig. 96. Predicted horizontal convergence of gate road using the SVM method

5.4. Prognozowanie zaciskania chodników przyścianowych metodą modelowania numerycznego

W ostatnich latach obserwuje się coraz powszechniejsze stosowanie różnego rodzaju specjalistycznego oprogramowania, pozwalającego na modelowanie numeryczne zmian zachodzących w górotworze w otoczeniu wyrobisk górniczych podczas prowadzenia eksploatacji, co zostało już szerzej opisane w rozdziale 2 niniejszej publikacji. Próbę wykorzystania tego sposobu obliczeń podjęto również w zagadnieniu prognozowania deformacji chodników przyścianowych. Do realizacji takiego zadania konieczne było opracowanie pewnej metody postępowania, wiążącej wyniki pomiarów dołowych zaciskania z narzędziem w postaci programu do obliczeń numerycznych. Zdecydowano, że obliczenia będą wykonywane dla wszystkich badanych chodników przyścianowych, utrzymywanych za frontem eksploatacji, w celu odwzorowania przemieszczeń górotworu zmierzonych w warunkach dołowych.

Jednym ze znanych rozwiązań, umożliwiających odtworzenie zmierzonych deformacji chodników przyścianowych, za pomocą dwuwymiarowego modelu górotworu, jest przyjęcie odpowiednich warunków brzegowych w postaci zwiększanych ciśnień pionowych i poziomych, zbliżonych do wartości ciśnień eksploatacyjnych (Jendryś 2006; Ruppel, Scior 2008). W niniejszej publikacji przedstawiono inne podejście. Przyjęto mianowicie, że oddziaływanie frontu eksploatacji, powodujące wzrost naprężeń w górotworze, wpływa na jego parametry wytrzymałościowoodkształceniowe w otoczeniu badanych chodników przyścianowych, czego przejawem są zmierzone przemieszczenia skał. W związku z tym założono, że w tworzonych modelach górotworu otaczającego chodniki będą zmniejszane parametry skał w celu uzyskania deformacji, jakie zmierzono w warunkach dołowych (Prusek, Walentek, Masny 2007; Prusek 2008h).

Do modelowania numerycznego górotworu wokół chodników przyścianowych zastosowano program Phase² pozwalający na obliczanie modeli płaskich, dwuwymiarowych (Phase 2001; Prusek, Walentek 2005, 2007). Dla 23 badanych chodników przyścianowych zostały zbudowane modele górotworu o zmiennych parametrach, wynikających z różnych odległości przed oraz za frontem ściany.

5.4.1. Metodyka odwzorowania wyników pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych za pomocą modelowania numerycznego

Do odwzorowania za pomocą obliczeń numerycznych wyników pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych, wykorzystano program Phase² (2001) bazujący na metodzie elementów skończonych. Przykłady stosowania tego programu do obliczania deformacji chodników przyścianowych można znaleźć w publikacjach (Torano i in. 2002; Majcherczyk, Małkowski 2003). W obliczeniach przyjęto, że górotwor jest ośrodkiem sprężysto-plastycznym i izotropowym. Stan wytężenia górotworu obliczano według kryterium wytrzymałościowego Hoeka-Browna (Hoek, Carranza-Torres, Corkum 2002; Hoek 2006)

$$\sigma'_{1} = \sigma'_{3} + \sigma_{ci} \left(m_{b} \frac{\sigma'_{3}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a}$$
(92)

gdzie:

 σ'_1, σ'_3 – efektywne naprężenie maksymalne i minimalne przy zniszczeniu, MPa;

 m_b – wartość parametru Hoeka-Browna dla masywu skalnego;

s, a – parametry wyznaczane na podstawie własności górotworu;

 σ_{ci} – wytrzymałość próbki skalnej poddanej jednoosiowemu ściskaniu, MPa.

Powyższe kryterium wytrzymałościowe sformułowano na podstawie wieloletnich badań laboratoryjnych próbek skalnych, prowadzonych przede wszystkim za granicą. Przeprowadzone dla polskich warunków analizy i obliczenia wykazały, że kryterium to dobrze aproksymuje wyniki badań wytrzymałościowych skał Górnośląskiego Zagłębia Węglowego (Kaczmarek, Łydźba 1994).

Kryterium Hoeka-Browna jest empiryczną zależnością między naprężeniami głównymi a wytrzymałością skał na ściskanie oraz parametrami: m_b , s i a charakteryzującymi jakość górotworu. Parametry te, dla górotworu nienaruszonego, oblicza się z następujących zależności (Hoek, Carranza-Torres, Corkum 2002; Hoek 2006)

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \tag{93}$$

gdzie:

- m_i stała dla nienaruszonej skały, zależna od jej rodzaju, wyznaczana z wykorzystaniem testu trójosiowego ściskania lub na podstawie danych tabelarycznych,
- GSI wskaźnik jakości górotworu (Geological Strength Index),

D – współczynnik zniszczenia, zależny od rodzaju skał i sposobu urabiania.

W przypadku, gdy wskaźnik GSI > 25, pozostałe parametry kryterium Hoeka-Browna, tj. s i a, wyznacza się z następujących zależności (Hoek 2006):

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \tag{94}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$
(95)

W przypadku, gdy wskaźnik GSI < 25, parametr s = 0, zaś parametr a wyznacza się z zależności (Hoek 2006)

$$a = 0,65 - GSI/200 \tag{96}$$

Jak już wspomniano, w celu odwzorowania wyników pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych, zdecydowano się na zmniejszenie wartości parametrów górotworu. Postanowiono, że będzie to realizowane przez zmiany wartości parametrów m_b i *s*, które charakteryzują własności górotworu w przyjętym do obliczeń numerycznych kryterium wytrzymałościowym. Dokonywane zmiany wartości parametrów m_b i s wpływały na przebieg charakterystyk naprężeniowoodkształceniowych skał w modelach, zmieniając je ze sprężysto idealnie plastycznych na sprężysto-

-plastyczne z wytrzymałością resztkową – rysunek 97 (Prusek 2008h).



Rys. 97. Charakterystyki naprężeniowo-odkształceniowe skał w modelach obliczeniowych, przy zmniejszonych do 10% parametrach m_b i s: ε – odkształcenie, σ – naprężenie, 1 – model sprężysty idealnie plastyczny, 2 – model sprężysto-plastyczny z rezydualną wytrzymałością

Fig. 97. Stress-deformation characteristics of rocks in calculation models, at decreased to 10% parameters m_b and s: ε – deformation, σ – stress, 1 – elastic ideally plastic model, 2 – elastic-plastic model with residual strength

5.4.2. Przykład obliczeniowy odwzorowania deformacji chodnika przyścianowego za pomocą modelowania numerycznego

W celu odwzorowania pomiarów dołowych deformacji chodników przyścianowych za pomocą zmiany parametrów m_b i *s* wykonano, z wykorzystaniem programu Phase², obliczenia numeryczne dla dwudziestu trzech chodników. Dla każdego z wyrobisk stworzono sześć modeli w charakterystycznych odległościach od frontu eksploatacji. Trzy modele obejmowały chodnik zlokalizowany w obustronnym otoczeniu calizną węglową, w odległościach: 100, 50 i 10 m przed frontem ściany. Następnie przygotowano trzy modele chodnika znajdującego się w jednostronnym sąsiedztwie zrobów zawałowych, w odległościach: 10, 50 i 100 m za czołem ściany. Ogółem wykonano 138 modeli o wymiarach 70 × 70 m, dla których przyjęto jednakowe warunki brzegowe, w postaci zerowych przemieszczeń na wszystkich krawędziach tarczy w kierunkach pionowym i poziomym z uwzględnieniem pierwotnego stanu naprężeń, wynikającego z głębokości położenia wyrobiska i średniego ciężaru objętościowego skał nadkładu. Na rysunku 98a i b przedstawiono przykład stworzonych dwóch modeli dla chodnika C-426, przed i za frontem ściany.



Rys. 98. Przykład modelu górotworu wokół chodnika przyścianowego C-426: a – model nr 1 – chodnik w obustronnym otoczeniu calizną węglową, b – model nr 2 – chodnik w jednostronnym sąsiedztwie zrobów zawałowych (Prusek 2008h)

Fig. 98. Example of rock mass model around gate road C-426: a – model No 1 – road in both-sided coal solid environment, b – model No 2 – road in one-sided caving gob neighbourhood (Prusek 2008h)

Na tym wybranym przykładzie jednego chodnika przedstawiono tok postępowania oraz obliczeń numerycznych, jakie wykonano dla pozostałych 22 wyrobisk, odwzorowując zmierzone ich zaciskanie przez zmiany wartości parametrów m_b i *s* w kryterium Hoeka-Browna.

W modelach przedstawionych na rysunku 98 przyjęto, zgodnie z warunkami rzeczywistymi, że chodnik C-426 jest wykonany po spągu pokładu węgla grubości 2,0 m. Powyżej pokładu występuje łupek ilasty grubości około 9 m. Następnie w stropie zamodelowano naprzemianległe warstwy: węgla, łupków ilastych, łupków piaszczystych oraz piaskowca. W bezpośrednim spągu pokładu przyjęto kilkunastometrową warstwę łupka ilastego, a następnie łupek piaszczysty, łupek ilasty oraz piaskowiec. Wszystkie dane odnośnie do położenia i grubości poszczególnych warstw przyjęto w modelach na podstawie profili z kopalń.

Podstawowe parametry warstw skalnych, w tym opisujące kryterium Hoeka-Browna, przyjęte w modelach dla chodnika C-426, zestawiono w tablicy 28.

Rodzaj skalv	Moduł Youn-	Współczynnik	Wytrzymałość na	Parametr	Parametr
Rouzaj skuly	ga <i>E</i> , MPa	Poissona v	ściskanie Rc, MPa	m_b	S
Węgiel	1759	0,30	17,4	0,785	0,0007
Łupek ilasty – spąg	3166	0,24	20,0	1,218	0,0020
Łupek ilasty – strop	3485	0,24	21,6	1,262	0,0022
Łupek piaszczysty	4366	0,23	24,0	1,561	0,0031
Piaskowiec	8851	0,21	35,0	2,584	0,0084
Zroby zawałowe	600	0,40	3,00	0,275	0,0002

Tablica 28. Podstawowe parametry warstw skalnych przyjęte do obliczeń numerycznych w modelach 1 i 2 dla chodnika C-426

W modelu nr 2 zroby zawałowe za frontem eksploatacji zamodelowano jako warstwę o niskich parametrach wytrzymałościowych (Tajduś, Cała 1999; Majcherczyk, Małkowski 2003). Dla wszystkich przypadków przyjęto parametry wytrzymałościowe skał zawału wynoszące 10–15% ich wytrzymałości pierwotnych w stanie nienaruszonym. Wysokość strefy zawału przyjmowano jako pięciokrotną grubość eksploatowanego pokładu.

Kolejny ważny element modelu stanowiła obudowa chodników. W modelach uwzględniono wszystkie elementy obudowy wyrobisk, takie jak: stojaki stalowe, kotwie, czy pasy ochronne. Z uwagi na brak możliwości zamodelowania w programie Phase² obudowy ŁP wykonanej z kształtownika typu V, obudowę chodnikową do obliczeń przyjęto w postaci dodatkowego ciśnienia obwodowego wewnątrz wyrobiska (Torano i in. 2002).

Na tak przygotowanych modelach wykonano obliczenia numeryczne, w celu uzyskania takich przemieszczeń górotworu dla danego chodnika przyścianowego, jakie zostały zmierzone w określonej odległości od frontu ściany w warunkach dołowych. Dopasowywanie zaciskania wyrobisk w modelach do wyników pomiarów dołowych uzyskiwano przez modyfikowanie (stopniowe zmniejszanie) wartości parametrów m_b i *s*, charakteryzujących własności górotworu.

Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunkach 99a–f w postaci map całkowitych przemieszczeń warstw skalnych wokół chodnika przyścianowego C-426 dla modeli przedstawionych na rysunku 98a i b. Przemieszczenia dotyczyły odległości 10, 50 i 100 m przed, jak i za frontem ściany.



Rys. 99. Odwzorowanie przemieszczeń warstw skalnych wokół chodnika przyścianowego C-426 w różnych odległościach od frontu eksploatacji: a – odległość 100 m przed frontem ściany, b – odległość 50 m przed frontem ściany, c – odległość 10 m przed frontem ściany, d – odległość 10 m za frontem ściany, e – odległość 50 m za frontem ściany, f – odległość 100 m za frontem ściany (Prusek 2008h)

Fig. 99. Reproduction of rock layer displacements around gate road C-426 at different distances from the mining front: a - distance 100 m before the longwall front, b - distance 50 m before the longwall front, c - distance 10 m before the longwall front, d - distance 10 m behind the longwall front, e - distance 50 m behind the longwall front, f - distance 100 m behind the longwall front, e - distance 50 m behind the longwall front, f - distance 100 m behind the longwall front, e - distance 50 m behind the longwall front, f - distance 100 m behind the longwall front (Prusek 2008h)

5.4.3. Wyznaczanie zależności do obliczania wartości parametrów m_b i s w przypadku modelowania górotworu wokół chodników przyścianowych

Przeprowadzone w szerokim zakresie obliczenia numeryczne na 138 modelach dla 23 chodników przyścianowych, w których przez zmniejszenie parametrów m_b i s odwzorowano wyniki pomiarów dołowych zaciskania tych wyrobisk – pozwoliły, po wykonanych obliczeniach statystycznych metodą regresji nieliniowej, na podanie zależności do obliczeń wartości tych parametrów dla różnych skał, w zależności od odległości frontu eksploatacji. Zależności te przedstawiały się następująco (Prusek 2008h):

• dla węgla:

$$m_{bz} = 0,6278 \mathrm{e}^{-0,0024d} \tag{97}$$

$$s_z = 0,000494 \mathrm{e}^{-0,00393d} \tag{98}$$

• dla łupka ilastego:

$$m_{bz} = 0.3197 \mathrm{e}^{-0.0148d} \tag{99}$$

$$s_z = 0,00041 e^{-0,01592d} \tag{100}$$

0.01500.1

• dla łupka piaszczystego:

$$m_{bz} = 0,5093 \mathrm{e}^{-0,0127d} \tag{101}$$

$$s_z = 0,000762 \mathrm{e}^{-0,01881d} \tag{102}$$

dla piaskowca:

$$m_{hz} = 0,7568e^{-0.0127d} \tag{103}$$

$$s_z = 0,001647 e^{-0,01697d} \tag{104}$$

gdzie d – odległość od czoła ściany (d przyjmuje wartości ujemne przed ścianą, a dodatnie za ścianą).

W podanych zależnościach parametrom m_b i s dodano indeks "z" oznaczający, że są to już parametry pozniszczeniowe skał. Przebiegi zmian parametrów m_{bz} i s_z dla analizowanych rodzajów skał (węgiel, łupek ilasty, łupek piaszczysty i piaskowiec) w zakresie odległości od 100 m przed do 100 m za frontem ściany, przedstawiono na rysunkach 100 i 101.



Rys. 100. Przebieg zmian wartości parametru m_{bz} dla różnych rodzajów skał w zależności od położenia frontu ściany: d – odległość od czoła ściany, 1 – piaskowiec, 2 – łupek piaszczysty, 3 – łupek ilasty, 4 – węgiel (Prusek 2008h) **Fig.** 100. Course of value changes of parameter m_{bz} for different rock types dependent on the longwall front position: d – distance from the longwall face, 1 – sandstone, 2 – sandy shale, 3 – mudstone, 4 – coal (Prusek 2008h)



Rys. 101. Przebieg zmian wartości parametru Sz dla różnych rodzajów skał w zależności od położenia frontu ściany; objaśnienia jak na rysunku 100 (Prusek 2008h)

Fig. 101. Course of value changes of parameter *s_z* for different rock types dependent on the longwall front position; explanations as in Fig. 100 (Prusek 2008h)



Rys. 102. Wynik modelowania numerycznego deformacji chodnika przyścianowego za frontem eksploatacji za pomocą programu Phase² z modyfikacją parametrów m_b i s w kryterium Hoeka-Browna
 Fig. 102. Result of deformation numerical modelling of gate road behind the mining front by help of the Phase² programme with modification of parameters m_b and s in the Hoek-Brown criterion

Wyznaczone zależności (97–104) pozwalają na obliczanie parametrów pozniszczeniowych pokładu węgla oraz skał otaczających, występujących w warunkach Górnośląskiego Zagłębia Węglowego. To z kolei pozwala na obliczenie za pomocą modelowania numerycznego, przemieszczeń górotworu, jakie w określonej odległości od frontu eksploatacji, mogą występować w chodnikach przyścianowych. Na rysunku 102 przedstawiono panel programu Phase² do wprowadzania danych wejściowych oraz przykład modelowania numerycznego deformacji jednego z chodników przyścianowych.

6. OCENA BŁĘDU METOD PROGNOZY DEFORMACJI CHODNIKÓW PRZYŚCIANOWYCH

Duża różnorodność opracowanych metod spowodowała konieczność ujednolicenia podejścia do oceny błędów, z jakimi należy się liczyć w przypadkach prognozy zaciskania chodników przyścianowych. W celu oceny błędów prognozy postanowiono porównać wyniki dołowych pomiarów wartości deformacji chodników z wynikami obliczeń wykonanych przy zastosowaniu poszczególnych metod. Wyniki porównano dla wybranych punktów na długości chodników: przed czołem ściany (-100, -50,-10 m), w czole ściany (punkt 0 m) oraz za ścianą (10, 50, 100 m). Przyjęto, że na wielkość błędów deformacji ma wpływ wiele czynników, które mają rozkład zbliżony do normalnego. Rozkład normalny o parametrach *m* i σ wyraża się wzorem (Stanisz 2006)

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right)$$
(105)

gdzie:

- x zmienna,
- *m* wartość średnia populacji, względem której rozkład jest symetryczny,
- σ odchylenie standardowe, stanowiące miarę rozrzutu wokół średniej m; dla skończonych populacji odchylenie standardowe można obliczać według zależności

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (x_i - x_{sr})^2}{n-1}}$$
(106)

gdzie:

 x_i – wartość zmiennej,

 $x_{\dot{s}r}$ – średnia wartość zmiennej,

n – liczebność populacji.

Według wzoru (106) dla wszystkich badanych chodników przyścianowych obliczono wartości odchylenia standardowego dla każdej z metod prognostycznych. Wyniki tych obliczeń przedstawiono w tablicy 29. Czcionką pogrubioną, dla każdej z metod, oznaczono maksymalne wartości odchylenia standardowego. Tablica 29. Odchylenie standardowe dla poszczególnych metod prognozowania deformacji chodników przyścianowych

Metoda	Przed czołem ściany			Czoło ściany	Za czołem ściany				
	–100 m	–50 m	–10 m	0 m	10 m	50 m	100 m		
	Osiadanie stropu, mm								
AMZCH-1	0	23	66	139	228	246	237		
AMZCH-2	0	23	95	179	258	247	246		
SN	18	18	61	51	74	84	82		
SVM	2	23	95	166	246	267	282		
MG	0	23	101	161	236	250	252		
PHASE	16	25	71	147	224	216	214		
Wypiętrzanie spągu, mm									
AMZCH-1	0	16	41	82	166	195	202		
AMZCH-2	1	25	105	152	205	277	335		
SN	0	19	35	63	70	122	83		
SVM	2	19	83	126	165	214	234		
MG	0	19	71	108	168	251	281		
PHASE	40	60	77	72	72	136	145		
Zaciskanie poziome, mm									
AMZCH-1	0	24	56	147	150	145	158		
AMZCH-2	0	23	72	153	205	234	251		
SN	11	23	72	88	87	35	22		
SVM	1	22	52	160	215	225	242		
MG	0	23	43	154	215	257	269		
PHASE	60	92	123	147	187	165	169		

Dodatkowo wyniki obliczeń odchylenia standardowego dla osiadania stropu, wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego przedstawiono na rysunkach 103–105.











Rys. 105. Odchylenia standardowe dla zaciskania poziomego σ ; d – odległość od czoła ściany Fig. 105. Standard deviations for horizontal convergence σ ; d – distance from the longwall face

Maksymalne wartości odchylenia standardowego dla wszystkich metod prognozowania przedstawiono w tablicy 30.

Maksymalne odchylenie standardowe, mm							
Metoda	Osiadanie stropu, mm Wypiętrzanie spągu, mm Zaciskanie poziome, mm						
AMZCH-1	246	202	158				
AMZCH-2	258	335	251				
SN	84	122	88				
SVM	282	234	242				
MG	252	281	269				
PHASE	224	145	187				

Z obliczeń wynika, że spośród sześciu metod prognostycznych najlepiej dopasowaną do wyników pomiarów dołowych jest metoda z wykorzystaniem sieci neuronowych (SN). W przypadku zastosowania tej metody wartość odchylenia standardowego była najmniejsza. W dalszej kolejności, rozpatrując poziom dopasowania, można wymienić metodę z wykorzystaniem modelowania numerycznego górotworu programem PHASE oraz metodę bazującą na modelu aproksymacyjnym, z wykorzystaniem funkcji wielomianowych (AMZCH-1).

Przedstawione wartości odchylenia standardowego stanowią wskaźnik jakości dopasowania poszczególnych metod do wyników pomiarów, które jednocześnie były podstawą do ich opracowania. W przypadku sieci neuronowych jest wymagane dokonanie walidacji (sprawdzenia) dokładności obliczeń dla przypadków, które nie brały udziału w uczeniu sieci. Jest to bardzo ważny sprawdzian tej metody, wskazujący na zachowanie się sieci i dający odpowiedź odnośnie do poprawności jej działania. W celu sprawdzenia działania sieci neuronowych porównano wyniki prognozy z wynikami pomiarów zaciskania trzech chodników przyścianowych (chodnik F-834, upadowa 12E, chodnik 065), które nie były wcześniej wykorzystywane w opracowywaniu metod prognostycznych. Tego typu porównania dokonano również dla pozostałych metod, co na wybranych przykładach przedstawiono na rysunkach 106–108. Na rysunkach 109–111 przedstawiono natomiast średnie różnice między wynikami prognoz i wynikami pomiarów dołowych, jakie prowadzono w chodniku F-834, upadowej 12E oraz chodniku 065.



Rys. 106. Porównanie wyników prognozy osiadania stropu C z pomiarem dołowym w chodniku 065; d – odległość od czoła ściany

Fig. 106. Comparison of prediction results of roof sag C with underground measurement in road 065; d – distance from the longwall face



Rys. 107. Porównanie wyników prognozy wypiętrzania spągu *W* z pomiarem dołowym w chodniku F-834; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 107. Comparison of prediction results of floor heave W with underground measurement in the road F-834; d – distance from the longwall face



Rys. 108. Porównanie wyników prognozy zaciskania poziomego *M* z pomiarem dołowym w upadowej 12E; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 108. Comparison of prediction results of horizontal convergence M with underground measurement in the incline 12E; d – distance from the longwall face





Fig. 109. Average difference *śr* between prediction result and underground measurement for roof sag in: road F-834, incline 12E and road 065; *d* – distance from the longwall face





Fig. 110. Average difference *śr* between prediction result and underground measurement for floor heave in: road F-834, incline 12E and road 065; *d* – distance from the longwall face



Rys. 111. Średnia różnica śr między wynikiem prognozy a pomiarem dołowym dla zaciskania poziomego w: chodniku F-834, upadowej 12E oraz chodniku 065; *d* – odległość od czoła ściany

Fig. 111. Average difference śr between prediction result and underground measurement for horizontal convergence in: road F-834, incline 12E and road 065; *d* – distance from the longwall face

Analizując wyniki obliczeń wykonanych dla chodnika F-834, upadowej 12E oraz chodnika 065 można stwierdzić nieprawidłowe "funkcjonowanie" metody bazującej na sieciach neuronowych, pomimo że różnice między prognozą a wynikami pomiarów dołowych nie były w przypadku tej metody największe, w porównaniu z pozostałymi metodami (rys. 109–111). Z wybranych przykładów przedstawionych na rysunkach 106 i 108 wynika, że przy zastosowaniu sieci neuronowych wystąpiły problemy z od-powiednim dopasowaniem przebiegu określonej deformacji do danych pomiarowych. Powodem takiej sytuacji było niewątpliwie tak zwane przeuczenie sieci, czyli nadmierne dopasowanie jej działania do zestawu danych, które były wykorzystane do uczenia. Wpływ na taki stan rzeczy miała przede wszystkim zbyt mała liczba danych, którymi dysponowano w procesie uczenia. Poprawę prognozy można uzyskać prowadząc dalsze badania nad tym zagadnieniem i to zarówno przez ewentualną optymalizację struktury sieci, jak i uzupełnianie danych, które w następnym etapie zostaną wykorzystane do ponownego jej uczenia.

W przypadku pozostałych metod prognostycznych można zauważyć, że uzyskane w wyniku obliczeń przebiegi deformacji chodników odpowiadały wynikom pomiarów dołowych. Przedstawione na rysunkach 109–111 średnie różnice między wynikami prognoz a wynikami pomiarów mieszczą się generalnie w obliczonych maksymalnych wartościach odchylenia standardowego dla każdej z metod (tabl. 30). Wyjątkiem są przypadki obliczeń zaciskania poziomego, gdzie wartości te dla kilku metod zostały przekroczone.

Dokonane obliczenia pozwalają na stwierdzenie, że każda z opracowanych metod prognostycznych jest obarczona pewnych błędem, wynikającym na przykład z braku możliwości uwzględnienia wszystkich cech górotworu wpływających na prognozowane deformacje, co potwierdza chociażby cytat zamieszczony w publikacji Kowalskiego (2007) w nawiązaniu do prognozowania osiadania powierzchni terenu: "błędem byłoby oczekiwać, że w przyszłości rozwinięte zostaną metody prognozowania uwzględniające wszystkie właściwości górotworu".

W przypadku prognozowania zaciskania chodników przyścianowych wybór określonej metody przez użytkownika powinien być podyktowany na przykład wymagana dokładnościa obliczeń, dostepnościa niezbednego oprogramowania, czy też zakresem prowadzonych analiz. Dla porównania, przy zastosowaniu metody z wykorzystaniem uproszczonego modelu geometrycznego (MG) czas wykonywania obliczeń jest znacznie krótszy niż w przypadku stosowania innych metod. Użytkownik dysponuje również na ogół wszystkimi niezbednymi danymi wejściowymi wymaganymi w tej metodzie, zaś do obliczeń może wykorzystać proste zależności empiryczne podane w niniejszej publikacji, bez zastosowania specjalistycznego oprogramowania. Wynik obliczeń jest w tym przypadku obarczony jednak większym błędem w porównaniu na przykład z modelowaniem numerycznym programem PHASE. Do obliczeń numerycznych jest jednak niezbedne dysponowanie odpowiednim oprogramowaniem komputerowym, a jego użytkownik musi posiadać umiejetność jego obsługi. Metoda ta jest z pewnościa bardziej czasochłonna, przy czym w zamian otrzymuje sie wiele dodatkowych informacji, na przykład odnośnie do zasiegu strefy spekań wokół chodników, czy też stref koncentracji naprężeń.

Podsumowując, można stwierdzić, że wszystkie metody opisane w niniejszej publikacji pozwalają na wykonywanie obliczeń dotyczących prognozowania deformacji chodników przyścianowych, zlokalizowanych w różnych warunkach geologicznogórniczych Górnośląskiego Zagłębia Węglowego. Wyjątek stanowi metoda bazująca na sieciach neuronowych (SN), której na obecnym etapie badań nie zaleca się stosować. Stwierdzenie to nie oznacza, że ten sposób obliczeń nie może być w przyszłości zastosowany do prognozowania deformacji. Wymaga on jednak prowadzenia dalszych prac badawczych. W przypadku pozostałych metod wybór odpowiedniej zależy od indywidualnych potrzeb i oczekiwań potencjalnych użytkowników.

PODSUMOWANIE

Projektując eksploatację określonej parceli pokładu węgla kamiennego niezwykle istotna jest znajomość przebiegu i wartości zaciskania chodników przyścianowych. Stan tych wyrobisk decyduje bowiem o wentylacji rejonu eksploatacji, poziomie zagrożenia metanowego, warunkach pracy załogi, przebiegu prac transportowych, czy też odstawie urobku. Nadmierna deformacja chodników przyścianowych może poważnie zakłócić prowadzenie wydobycia i negatywnie wpływać na uzyskiwane przez kopalnię efekty ekonomiczne. Produkcja ze ścian z niewłaściwe utrzymywanymi chodnikami przyścianowymi może być często o 50% mniejsza w porównaniu z produkcją ze ścian, których chodniki mają wymagany przekrój użyteczny (Konopko, Kostyk, Żywirski 1985). Nadmienić należy, że obecnie w większości kopalń, w dążeniu do obniżenia kosztów przez koncentrację wydobycia, jest prowadzona eksploatacja dwoma lub trzema ścianami. W takiej sytuacji jakiekolwiek zakłócenia w biegu jednej ze ścian, spowodowane na przykład deformacjami chodników, znacząco wpływają na całe wydobycie kopalni.

Zwrócić trzeba również uwagę na duże znaczenie wielkości przekroju poprzecznego chodników podczas prowadzenia eksploatacji w pokładach silnie metanowych. W latach 2002–2004 niebezpieczne zdarzenia zapalenia metanu w ścianach wiązały się w kilku przypadkach pośrednio ze zbyt małymi przekrojami poprzecznymi chodników przyścianowych (Krause 2008). Krause stwierdził, że przekroje wyrobisk przyścianowych w warunkach skoncentrowanej eksploatacji w pokładach metanowych, szczególnie przy systemie przewietrzania ścian w układzie na U, decydują o zdolności wentylacyjnej rejonu, a przez to o bezpieczeństwie pracy oraz możliwości uzyskania zakładanego przez kopalnię wydobycia. Z tych powodów zalecił, w przypadku eksploatacji pokładów silnie metanowych, wykonywanie prognoz zaciskania chodników, zwłaszcza wentylacyjnych oraz zmian ich przekroju poprzecznego, jak i opracowywanie skutecznych sposobów ich utrzymywania (Krause 2004, 2005).

Znacząca rola, jaką odgrywają chodniki przyścianowe w procesie eksploatacji pokładów węgla kamiennego skłoniła autora do podjęcia badań nad określeniem czynników decydujących o deformacji tych wyrobisk, a następnie opracowania metod pozwalających na prognozę ich zaciskania.

Na podstawie prowadzonych pod kierunkiem autora wieloletnich badań dołowych zaciskania chodników przyścianowych, zlokalizowanych w niemal wszystkich eksploatowanych obecnie pokładach węgla kamiennego Górnośląskiego Zagłębia Węglowego, dokonano szczegółowej analizy przebiegu deformacji tych wyrobisk w zależności od odległości frontu eksploatacji. Określono procentowe udziały ruchów górotworu na charakterystycznych odcinkach długości chodników przyścianowych, to jest przed frontem ściany, w rejonie skrzyżowania ściana–chodnik oraz za ścianą. Ustalono różnice w wartościach zaciskania chodników zlokalizowanych w obustronnym otoczeniu calizną węglową oraz w jednostronnym sąsiedztwie zrobów. Dokonano również oceny zmian wielkości zaciskania chodników utrzymywanych za frontem pierwszej ściany i narażonych na wpływ drugiej ze ścian, a także niezwykle rzadkiej sytuacji, kiedy chodniki były utrzymywane w obustronnym otoczeniu zrobami. Analizując przebiegi deformacji chodników przyścianowych zlokalizowanych w jednej parceli pokładu wykazano korzystny wpływ obudowy kotwiowej (kotwienie wysokie) na ograniczenie deformacji wyrobisk oraz potwierdzono możliwości zwiększania rozstawu odrzwi stalowej obudowy łukowej w przypadku stosowania kotwi.

W wyniku badań i analiz zaciskania najliczniejszej grupy chodników, utrzymywanych za frontem eksploatacji w jednostronnym sąsiedztwie zrobów, jak również w oparciu o przeprowadzoną szeroką analizę literatury, określono wielkości geologiczno-górnicze, decydujące o deformacji tych wyrobisk.

Analiza materiału badawczego pozwoliła na opracowanie pierwszej z metod prognozowania zaciskania, polegającej na aproksymowaniu wyników badań dołowych za pomocą trzech przecinających się prostych, tworzących uproszczony model geometryczny. Model ten najpierw zastosowano do opisu osiadania skał stropowych, wyznaczając zależności jego parametrów od określonych wielkości opisujących warunki geologiczno-górnicze. Stwierdzono, że miejsce rozpoczęcia istotnych przyrostów osiadania stropu przed czołem ściany zależy od maksymalnej wartości naprężeń w pokładzie, jego wytrzymałości na ściskanie oraz prędkości postępu dobowego. Intensywność ruchów stropu w rejonie skrzyżowania ściany z chodnikiem jest uzależniona z kolei od maksymalnej wartości naprężeń w pokładzie oraz wytrzymałości na ściskanie skał bezpośrednio otaczających chodnik. Za frontem eksploatacji o wartości osiadania stropu decyduje liczba stropu oraz wysokość ściany. W przypadku wypiętrzania spągu oraz zaciskania poziomego ustalono, że na wartość tych ruchów górotworu przed frontem ściany wpływa stosunek ciśnienia górotworu do wytrzymałości na ściskanie skał tworzących odpowiednio spąg i ociosy wyrobiska.

Wśród wielkości mogących decydować o wartości zaciskania chodników przyścianowych znalazła się podporność obudowy stosowanej w tych wyrobiskach. W celu określenia jej rzeczywistego wpływu na zaciskanie został opracowany obliczeniowy model obudowy chodnika przyścianowego, w którym uwzględniono zmienne otoczenie wyrobiska, tj. obustronne otoczenie calizną lub jednostronne sąsiedztwo zrobów. Stworzony model pozwala na obliczanie wartości podporności różnych typów i wariantów obudowy stosowanej w chodnikach przyścianowych.

Na podstawie wyników pomiarów dołowych opracowano metody prognozowania deformacji chodników przyścianowych. Ze względu na złożony charakter problemu, co potwierdzają liczne opracowania, zdecydowano się na wykorzystanie różnych metod zmierzających do realizacji tego celu. Podstawę dwóch metod stanowią modele aproksymacyjne, bazujące na funkcjach wielomianowych (metoda AMZCH-1) oraz na analogii do teorii Budryka-Knothego (AMZCH-2). Parametry modeli aproksyma-cyjnych powiązano z wyspecyfikowanymi wielkościami opisującymi warunki geologiczno-górnicze, wpływającymi na przebieg deformacji chodników przyścianowych. W celu umożliwienia szybkich obliczeń zaciskania chodników w przypadku obu metod opracowano programy komputerowe.

Do prognoz zaciskania chodników przyścianowych zastosowano również, po raz pierwszy, metodę sieci neuronowych oraz metodę SVM (*Support Vector Machines*), które dzięki rozwojowi techniki komputerowej oraz specjalistycznego oprogramowania znajdują coraz więcej zastosowań, w tym również w zagadnieniach związanych z eksploatacją pokładów węgla kamiennego. Podobnie jak w metodach wcześniej opisywanych, również w tym przypadku opracowano programy komputerowe pozwalające na obliczanie zaciskania chodników, a bazujące na sieci neuronowej MLP (*Multi Layer Perceptron*) oraz metodzie SVM.

Ostatnim ze sposobów umożliwiających prognozę zaciskania chodników narażonych na bezpośrednie oddziaływanie frontu eksploatacji jest modelowanie numeryczne, oparte na metodzie elementów skończonych, a także kryterium wytrzymałościowym Hoeka-Browna. W celu zastosowania tego kryterium do prognoz deformacji chodników przyścianowych określono przez analizę wsteczną zmiany wartości jego podstawowych parametrów, bazując na wynikach pomiarów dołowych. Podano empiryczne zależności do obliczania parametrów w kryterium Hoeka-Browna dla różnych rodzajów skał, w zależności od położenia frontu eksploatacji.

W ostatnim etapie badań dokonano oceny opracowanych metod prognozowania deformacji, określając dla każdej z nich wartość odchylenia standardowego oraz sprawdzając rezultaty prognoz z wynikami pomiarów dołowych z trzech dodatkowych chodników.

Zaprezentowane przez autora podejście do zagadnienia prognozy deformacji chodników przyścianowych pozwala na stwierdzenie, że ze względu na mnogość czynników determinujących ich zaciskanie oraz dużą zmienność zjawisk zachodzących w górotworze w związku z oddziaływaniem czynnego frontu eksploatacji – nie jest możliwe opracowanie jednej optymalnej metody prognozowania. Trudności, jakie mogą występować podczas prognozowania zjawisk zachodzących w górotworze potwierdził Drzewiecki (2004). Zdaniem tego autora, mimo zdawałoby się dobrej znajomości górotworu oraz stosowania wielu zabiegów profilaktycznych, są notowane zdarzenia, których skutki zaburzają proces produkcji bądź uniemożliwiają jej kontynuację. Wynika to przede wszystkim z braku możliwości prognozowania wszystkich wzajemnych relacji układu fizyko-mechanicznego faz górotworu oraz skutków naruszenia ich wzajemnej równowagi, ustalonej z chwilą zakończenia procesów tworzenia się danego złoża.

Z opisanych wyżej faktów wynika, że każda z opracowanych metod ma zarówno zalety, jak i wady, związane ze: stopniem skomplikowania obliczeń, wymaganiami programowymi, dostępnością danych wejściowych, czy też poziomem błędu prognozy. W zależności od potrzeb potencjalny użytkownik może wybrać spośród tej grupy metodę, za pomocą której dokona obliczeń zaciskania chodników przyścianowych. Opracowane metody prognoz, jak i określenie zmian wartości zaciskania chodników, z uwagi na ich sytuację górniczą, stanowią o dużym znaczeniu praktycznym pracy. Dzięki uzyskanym wynikom jest możliwe obliczanie wartości zaciskania chodników przyścianowych, zlokalizowanych w różnych warunkach geologiczno-górniczych, co z kolei może być wykorzystane do zaprojektowania odpowiedniej obudowy, czy też gabarytów tych wyrobisk, zapewniających bezpieczne prowadzenie prac górniczych podczas eksploatacji pokładów węgla kamiennego.

LITERATURA

- 1. ABC Płyta (2004): Wersja 6.2. Opis programu. Gliwice, Pro-Soft.
- 2. ABC RAMA 3D (2004): Wersja 6.2. Opis programu. Gliwice, Pro-Soft.
- 3. Adams S. (2007): The application of pre-tensioned grouted tendons at Harthworth Colliery UK. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 53, s. 159–172.
- 4. Altounyan P., Hurt K. (1998): Advanced rock bolting technology. World Coal No 5, s. 30-36.
- Badaj A., Menżyk P., Cwołek Z., Pojda E., Polnik J., Głuch P. (2000): Doświadczenia z wykonywania obudowy kotwiowej w chodniku M-1 drążonym przy urabianiu skał MW w warunkach KWK "Marcel". Materiały konferencyjne: Nowoczesne Technologie Górnicze, s. 111–138.
- Barczak T.M. (2000): Optimizing secondary roof support with the NIOSH support technology optimization program (STOP). Proceedings of the 19th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 74–83.
- Barczak T.M. (2001a): Updating the NIOSH Support Technology Optimization Program (STOP) with new support technologies and additional design features. Proceedings of the 20th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 337–346.
- Barczak T.M. (2001b): Mistakes, misconceptions, and key points regarding secondary roof support systems. Proceedings of the 20th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 213–220.
- Barczak T.M. (2005): An Overview of standing roof support practices and developments in the United States. Third South African Rock Engineering Symposium, Johannesburg, October 10–12, s. 301–334.
- Barczak T.M. (2006): A Retrospective assessment of longwall roof support with a focus on challenging accepted roof support concepts and design premises. Proceedings of 25th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 232–244.
- Barczak T.M., Esterhuizen G.S., Dolinar D.R. (2005): Evaluation of the Impact of Standing Support on Ground Behaviour in Longwall Tailgates. Proceedings of the 24th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 23–32.
- 12. Barczak T.M., Tadolini S.C. (2005): Standing Support Alternatives in Western Longwalls. SME Annual Meeting, Salt Lake City, February 28–March 2, s. 1–10.
- Barczak T.M. i inni (2003): Pumpable Roof Supports: Developing Design Criteria by Measurement of the Ground Reaction Curve. Proceedings of the 22nd International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, August, s. 283–294.
- Barczak T.M. i inni (2004): Hydraulic Prestressing Units: An Innovation in Roof Support Technology. Proceedings of the 23rd International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 286–294.
- Barczyk J., Lampert G., Korus H., Dubiel G., Głuch P. (2000): Doświadczenia Rybnickiej Spółki Węglowej w stosowaniu samodzielnej obudowy kotwiowej na przykładzie KWK "Chwałowice". Materiały konferencyjne: Nowoczesne Technologie Górnicze, s. 23–36.
- 16. Barski M., Jędruch W. (1996): Sztuczne sieci neuronowe. Warszawa, Wydaw. PWN.
- 17. Betriebsempfehlung für den Steinkohlenbergbau (1982): Nr 20.3. Gebirgsmechanische Entscheidungshilfen: Planung von Abbaustrecken. Essen, Verlag Glückauf.
- 18. Bieniawski Z.T. (1987): Strata control in mineral engineering. Rotterdam, Balkema.
- 19. Bigby D. (2004): Coal mine roadway support system handbook. Rock Mechanics Technology for the Health an Safety Executive, Research Report 229a.
- Bigby D., Altounyan P., Cassie J. (2006): Coal Mine Ground Control in Western Europe; Past, Present and Future. Morgantown, Proceedings of the 25th International Conference on Ground Control in Mining, s. 118–127.
- Bigby D., Lewis D., Lüttig F. (2003): Application of RMT's remote reading telltale system to monitoring roof movement during face retreat at West Colliery, Germany. 22nd International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 1–10.
- 22. Biliński A. (1963): Zależność wielkości zaciskania wyrobiska w ścianach zawałowych od warunków techniczno-górniczych. Komunikat GIG nr 329.
- Biliński A. (1968): Przejawy ciśnienia górotworu w polach eksploatacji ścianowej w pokładach węgla. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej nr 221.

- 24. Biliński A. (1989): Wyniki badań ruchów górotworu w polach eksploatacji ścianowej. Katowice, Prace GIG, Seria dodatkowa.
- Biliński A. (2005): Metoda doboru obudowy ścianowych wyrobisk wybierkowych i chodnikowych do warunków pola eksploatacyjnego. Prace Naukowe, Seria Monografie. Gliwice, Wydaw. CMG KOMAG.
- 26. Biliński A., Kostyk T. (1992): Wpływ podporności obudowy na ruchy górotworu w chodnikach przyścianowych przy eksploatacji na zawał. Prace Naukowe GIG nr 773.
- 27. Biliński A., Kostyk T. (1994): Obciążenie obudowy wyrobisk w chodnikach przyścianowych. Przegląd Górniczy nr 6, s. 3–6.
- Biliński A., Kostyk T., Prusek S. (1997): Zasady doboru obudowy zmechanizowanej dla wyrobisk ścianowych. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 3, s. 14–23.
- 29. Biliński A., Dreinert B., Kostyk T. (1996): Geomechaniczny monitoring zmechanizowanych ścian zlokalizowanych na dużych głębokościach. Prace Naukowe GIG nr 812.
- Biłyk B., Kosonowski J., Kozek B., Machura J., Plewka H. (1988): Wpływ ciśnienia eksploatacyjnego na zaciskanie wyrobisk korytarzowych w kopalni K-1 w Bogdance. Budownictwo Węglowe – Projekty – Problemy nr 8–9, s. 8–12.
- Bondarenko V.I., Simanovitsch G.A., Kovalevskaya I.A., Formitschev V.V., Serdiuk V.P. (2007a): Research of rock stresses and deformations around mining workings. Taylor & Francis - Balkema, International Mining Forum, s. 47–56.
- Bondarenko W.I., Kowalewskaya I.A., Simanowitsch G.A., Formitschew W.W. (2007b): Системная методология прогноза устойчивости пластовой выработки в слоистой углевмещающей толще. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej, Ukraina – Jałta, październik, s. 158–165.
- Bondarenko V.I., Kovalevskaya I.A., Simanovitsch G.A., Formitschev V.V. (2008a): Influence of footwall rocks deformations on stressed condition of "Support-Rockmass" System. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, IGSMiE PAN, s. 591–600.
- Bondarenko W.I., Kowalewskaya I.A., Simanowitsch G.A., Formitschew W.W. (2008b): Исследование напряженно – деформированного состояния вмещающих пластовую выработку слабых пород. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej, Ukraina – Jałta, październik, s. 77–84.
- Borecki M. (1955): Warunki współpracy z górotworem i zasady obliczania obudowy ścianowej. Katowice, Prace GIG seria A, Komunikat nr 175.
- Borecki M., Biliński A., Kidybiński A. (1962): Osiadanie stropu i ciśnienie eksploatacyjne przy zwiększonej prędkości wybierania. Przegląd Górniczy nr 6, s. 309–317.
- 37. Borecki M., Kwaśniewski M. (1982): Metody analityczne obliczania ciśnienia deformacyjnego oraz przemieszczeń lepkosprężystego górotworu izotropowego w sąsiedztwie wyrobisk korytarzowych na dużych głębokościach. W: Monografia pt. "Metody i środki eksploatacji na dużych głębokościach – Wybrane zagadnienia". Gliwice, Wydaw. Pol. Śl., s. 195–221.
- Borowski M., Szlązak N. (2006): Prognozowanie wydzielania metanu do wyrobisk ścianowych w kopalniach węgla kamiennego z wykorzystaniem sieci neuronowych. Kraków, Szkoła Aerologii Górniczej, s. 191–200.
- Bowler J., Betts D., Altounyan P. (2008): Innovation in Rib Support Systems: The Development of Enhanced Support for High Deformation Gateroads at Daw Mill Colliery. International Mining Symposium – Rockbolting in Mining & Injection Technology and Roadway Support Systems, Aachen, RWTH, s. 425–439.
- 40. Brady B., Brown E. (2006): Rock mechanics for underground mining. Springer, The Netherlands, Third edition 2004, reprinted with corrections 2006.
- 41. Budryk W. i inni (1948): Obudowa górnicza. Katowice, Biuro Wydawnictw Centralnego Zarządu Przemysłu Węglowego.
- Bukowska M. (2005): Prognozowanie skłonności do tąpań górotworu metodą wskaźnikowej oceny geologiczno-geomechanicznej w warunkach Górnośląskiego Zagłębia Węglowego. Prace Naukowe GIG nr 866.
- 43. Burges C. (1998): A tutorial on support vector machines for pattern recognition. Data Mining Knowledge Discov. 2, s. 121–167.

- 44. Buschmann N. (1970): Bruchverformungen und Ausbauwiderstand in rechteckigen Flözstrecken nach Modellversuchen. Glückauf-Forschungshefte Nr 31, s. 133–147.
- 45. Cała M., Flisiak J., Tajduś A. (2001): Mechanizm współpracy kotwi z górotworem o zróżnicowanej budowie. Biblioteka Szkoły Eksploatacji Podziemnej, Seria z Lampką Górniczą nr 8. Kraków, IGSMiE PAN.
- Cała M., Piechota S., Tajduś A. (2004): Stan naprężenia w górotworze w otoczeniu pól ścianowych w kopalni Bogdanka. Wiadomości Górnicze nr 2, s. 46–53.
- 47. Cassie J., Altounyan P., Cartwright P. (1999): Coal Pillar Design for Longwall Gate Entries. Proceedings of the Second International Workshop on Coal Pillar Mechanics an Design, Pittsburgh.
- Chmielewski J., Kozek B., Masiakiewicz M. (2006): Drążenie chodników w kopalni "Bogdanka". Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej – Sympozja i Konferencje nr 66. Kraków, IGSMiE PAN, s. 207–215.
- Chudek M. i inni (1999): Zasady doboru i projektowania obudowy wyrobisk korytarzowych i ich połączeń w zakładach górniczych wydobywających węgiel kamienny. Gliwice–Kraków–Katowice, Wydaw. Politechniki Śląskiej.
- Chudek M. (2002): Geomechanika z podstawami ochrony środowiska górniczego i powierzchni terenu. Gliwice, Wydaw. Politechniki Śląskiej.
- 51. Chudek M., Duży S. (2002): Deformacje korytarzowych wyrobisk przygotowawczych drążonych w strefach wpływu czynnego frontu eksploatacyjnego w świetle pomiarów dołowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Górnictwo nr 254, s. 265–273.
- 52. Chudek M., Pach A., Żukian B., Skudlik G., Garncarz R. (1987): Prognoza zaciskania chodników przyścianowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Górnictwo nr 157, s. 135–149.
- 53. Colwell M., Mark C. (2005): Analysis and Design of Rib Support (ADRS). A Rib Support Design Methodology for Australian Collieries. Proceedings of the 24th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 12–22.
- Corbett P. (2008): The use of Hilti One Step Self Drilling Bolts in High Risk Strata Conditions. International Mining Symposium – Rockbolting in Mining & Injection Technology and Roadway Support Systems. Aachen, RWTH, s. 35–52.
- 55. Cortes C., Vapnik V. (1995): Support-vector network. Machine learning No 20, s. 273-297.
- 56. Cristianini N., Shawe-Taylor J. (2000): An Introduction to Support Vector Machines and Other Kernel-Based Learning Methods. Cambridge, Cambridge University Press.
- Czekaj T., Wu W., Walczak B. (2005): About kernel latent variable approaches and SVM, J. Chemometrics No 19, s. 341–354.
- Daniłowicz R. (2000): Badania możliwości wzmacniania skał kotwiami w kopalniach węgla kamiennego. Przegląd Górniczy nr 2, s. 33–37.
- Daniłowicz R., Skrzyński K. (2003): Określenie współczynnika wzmocnienia górotworu za pomocą kotwi w wyrobiskach korytarzowych. Przegląd Górniczy nr 3, s. 8–11.
- 60. Daniłowicz R., Kowalski E., Skuplik M. (2007): Wpływ wykładki mechanicznej na stabilizację odrzwi obudowy chodnikowej. Prace Naukowe GIG nr 53, s. 5–17.
- Drzewiecki J. (2004): Wpływ postępu frontu ściany na dynamikę niszczenia górotworu karbońskiego. Prace Naukowe GIG nr 860.
- 62. Drzewiecki K., Sepiał J., Waś S., Jagiełło W. (1986a): Próby ograniczenia wypiętrzania spągu w wyrobisku przyścianowym w warunkach kopalni "Piast". Bezpieczeństwo Pracy w Górnictwie nr 4, s. 8–12.
- Drzewiecki K., Sepiał J., Waś S., Jagiełło W. (1986b): Wypiętrzanie skał spągowych w chodnikach przyścianowych w strefie oddziaływania ciśnienia eksploatacyjnego. Bezpieczeństwo Pracy w Górnictwie nr 2, s. 32–36.
- 64. Drzęźla B., Białek J., Jaworski A. (1988): Metoda prognozowania rozkładów naprężeń w strefach oddziaływania zaszłości eksploatacyjnych. Publ. Inst. Geophys. Pol. Acad. Sc. M-10 (213).
- 65. Drzęźla B., Głuch P. (2000): Obudowa kotwiowa dla warunków KWK "Bogdanka". Materiały konferencyjne: Nowoczesne Technologie Górnicze, s. 95–110.
- 66. Dubiński J., Konopko W. (2000): Tąpania ocena, prognoza, zwalczanie. Katowice, Wydaw. GIG.
- Dubiński J., Turek M., Prusek S. (2005): Technologie wydobywania węgla kamiennego stan aktualny i perspektywy. Przegląd Górniczy nr 7–8, s. 2–10.

- 68. Duży S. (2001a): Zaciskanie chodników przyścianowych w procesie eksploatacji górniczej w świetle pomiarów w kopalniach węgla kamiennego. V Jubileuszowa Szkoła Geomechaniki, Część I – polska, Gliwice–Ustroń, s. 157–165.
- 69. Duży S. (2001b): Stateczność obudowy kotwiowo-podporowej i skał otaczających chodniki przyścianowe poddane oddziaływaniu czynnego frontu eksploatacyjnego w świetle badań w kopalni. Konferencja naukowo-techniczna: Nowoczesne Technologie Górnicze, s. 97–108.
- Duży S. (2001c): Utrzymanie stateczności chodników przyścianowych w strefie wpływu czynnego frontu eksploatacyjnego w świetle przeprowadzonych badań. Budownictwo Górnicze i Tunelowe nr 4, s. 8–16.
- Duży S. (2002): Geomechaniczne warunki współpracy obudowy wyrobisk korytarzowych z górotworem w strefach wpływu czynnego frontu eksploatacyjnego. Gliwice–Ustroń, X Jubileuszowe Międzynarodowe Sympozjum Geotechnika – Geotechnics, s. 213–218.
- Dymek F. (1969): Przemieszczeniowe zadanie brzegowe przestrzennej teorii sprężystości i jego zastosowanie do zagadnień mechaniki górotworu. Archiwum Górnictwa t. XIV, z. 3.
- Fikhoff J. (2008): Ankertechnik im System Streckenausbau. RWTH Aachen, International Mining Symposium – Rockbolting in Mining & Injection Technology and Roadway Support Systems, s. 1–16.
- Esterhuizen G.S., Barczak T.M. (2006): Development of ground response curves for longwall tailgate support design. Proceedings of the 41st U.S. Rock Mechanics Symposium, Colorado, s. 1–10.
- Everling G., Jubt W. (1983): Berücksichtigung des Gebirgsdrucks bei der Abbauplanung. Glückauf Nr 16, s. 763–772.
- 76. Everling G., Meyer A-G. (1972): Ein Gebirgsdruck-Rechenmodell als Planungshilfe. Glückauf-Forschungshefte Nr 7, s. 1-8.
- Farmer I.A. (1986): Induced Cleavage During Longwall Mining-Genesis, Effect, and Control. Sweden, Paper in Proceedings of the 9th Plenary Scientific Session of the International Bureau of Strata Mechanics, s. 151–156.
- Ficek J., Nierobisz A. (2001): Efekty ekonomiczne stosowania obudowy kotwiowej. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, IGSMiE PAN, s. 561–572.
- 79. Ficek J., Wadas A. (2007): Obudowa podporowo-kotwiowa i samodzielna obudowa kotwiowa na przestrzeni ostatnich lat w kopalni "Jankowice" oraz sposób jej monitoringu. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 53, s. 29–48.
- 80. Filcek H. (1963): Wpływ czasu na stan naprężenia i odkształcenia górotworu w sąsiedztwie wyrobiska chodnikowego. Zeszyty Problemowe Górnictwa t. I, nr 1.
- Filcek H. (1997): Współczesne wartości teorii fali ciśnień Budryka. Kwartalnik AGH, Górnictwo i Geoinżynieria z. 4, s. 221–230.
- 82. Gajko G., Prusek S (2008): Обобщение и анализ результатов мониторинга подготовительных выработок с использованием методики прогнозирования многофакторных процессов. Новые технологии подземного строительства и добычи полезных ископаемых. Ukraina, Alczewsk, s. 24–33.
- Gale W.J. (1996): Geological issues relating to coal pillar design. Proceedings Symposium on Geology in Longwall Mining. Sydney, UNSW, s. 185–191.
- 84. Gale W.J. (1998): The Application of Field and Computer Methods for Pillar Design in Weak Ground. University of Wollongong, Proceedings International Conference on Geomechanics/ Ground Control in Mining and Underground Construction (GGM98), s. 243–262.
- 85. Gale W. (1999): Experience of field measurement and computer simulation methods for pillar design. Proceedings 2nd International Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, US Dept. Health & Human Services, NIOSH IC 9448, s. 49–62.
- 86. Gawlik J., Łoś Z. (1986): Badania przejawów ciśnienia górotworu w chodniku podścianowym pierwszej ściany prowadzonej w kopalni K-1 w Bogdance. W: Wybrane zagadnienia z zakresu geotechniki i hydrogeologii Lubelskiego Zagłębia Węglowego, Katowice, Wydaw. GIG, s. 21–33.
- 87. Gergowicz Z. (1974): Geotechnika górnicza, Wrocław, Wydaw. Politechniki Wrocławskiej.
- 88. Gil H. (1991): The theory of strata mechanics. Warszawa, PWN.
- Głuch P. (2000a): Aktywna ochrona chodników przyścianowych dla utrzymania ich w jednostronnym sąsiedztwie zrobów. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 8, s. 4–13.

- Głuch P. (2000b): Sposób poprawy utrzymania chodników przyścianowych. Wiadomości Górnicze nr 10, s. 456–462.
- Głuch P. (2000c): System utrzymania chodników przyścianowych w jednostronnym otoczeniu zrobów. Materiały konferencyjne: Nowoczesne Technologie Górnicze, s. 163–175.
- Głuch P. (2000d): Projektowanie obudowy podporowej przykotwionej dla wzmocnienia skrzyżowania ściana-chodnik. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Górnictwo nr 246, s. 215–228.
- Głuch P., Matuszewski J., Mąka B. (2005): Utrzymanie chodnika przyścianowego 23B w pokładzie 405/1 w warunkach kopalni "Knurów". Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Górnictwo nr 270, s. 93–105.
- Götze W., Kammer W. (1976): Die Auswirkungen von Streckenführung und Ausbautechnik auf die Querschnittsverminderung von Abbaustrecken. Glückauf 112 Nr 4, s. 846–853.
- Grzybek J. (1995): Doświadczenia w zakresie zwalczania wypiętrzania spągu w KWK "Brzeszcze". Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, IGSMiE PAN, s. 93–100.
- 96. Grzybek J. (1996): Nowe spojrzenie na wpływ czynników górniczych i geologicznych na utrzymanie wyrobisk korytarzowych w sąsiedztwie zrobów zawałowych. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, IGSMiE PAN, s. 13–23.
- Gumuła A., Karankowski A., Aleksa A., Król K., Nierobisz A. (2007): Doświadczenia KWK "Polska-Wirek" w stosowaniu obudowy podporowo-kotwowej. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 53, s. 55–70.
- Heasley K.A., Chekan G.J. (1999): Practical Boundary-Element Modeling For Mine Planning. Proceedings of the Second International Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, IC 9448, s. 73–87.
- Heasley K.A., Salamon K.D.G. (1996): A New Laminated Displacement-Discontinuity Program. Proceedings of the Second North American Rock Mechanics Symposium, Montreal, Quebec, Canada, s. 111–125.
- Heasley K., Zacharias G. (2007): LaModel: A Boundary-element Program For Coal Mine Design. Proceedings New Technology for Ground Control in Multiple-seam Mining, Information Circural 9495, s. 29–34.
- 101. Hebblewhite B. (2006): 25 Years of Ground Control Developments, Practices, and Issues in Australia. 25th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 111–117.
- 102. Hebblewhite B., Lu T. (2004): Geomechanical behaviour of laminated weak coal mine roof strata and the implications for a ground reinforcement strategy. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences no. 41, s. 147–157.
- 103. Hejmanowski R. (2004): Czasoprzestrzenny opis deformacji górotworu wywołanych filarowokomorową eksploatacją złoża pokładowego. Rozprawy i Monografie nr 131. Kraków, Wydaw. AGH.
- Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002): Hoek-Brown failure criterion 2002 edition. Proceedings NARMS-TAC Conference, Toronto, s. 267–273.
- 105. Hoek E. (2006): Practical Rock Engineering. Rocscience Inc. (http://www.rocscience.com).
- 106. Hucke A., Studeny A., Ruppel U., Witthaus H. (2006): Advanced Prediction Methods for Roadway Behaviour by Combining Numerical Simulation, Physical Modelling and In-Situ Monitoring. 25th International Conference on Ground Control in Mining, s. 213–220.
- Ivanciuc O. (2007): Applications of Support Vector Machines in Chemistry. Reviews in Computational Chemistry Vol. 23, s. 291–400.
- Jacobi O. (1967): Die gebirgsmechanisch günstige F

 ührung von Abbaustrecken. Gl

 ückauf Nr 26, s. 1302–1309.
- 109. Jacobi O. (1976): Praxis der Gebirgsbeherrschung. Essen, Verlag Glückauf.
- 110. Jankowski N. (2003): Ontogeniczne sieci neuronowe. Warszawa, Akademicka Oficyna Wydawnicza Exit.
- 111. Jaworski B. (1993): Przegląd sposobów bezpiecznego utrzymania chodników przyścianowych. Wiadomości Górnicze nr 8/9, s. 177–181.
- 112. Jendryś M. (2006): Analiza odwrotna konwergencji wyrobisk korytarzowego. Budownictwo Górnicze i Tunelowe nr 1, s. 22–25.
- 113. Junker M. i inni (2006): Gebirgsbeherrschung von Flözstrecken. Essen, Verlag Glückauf GmbH.

- 114. Kabiesz J. (2002): Wykorzystanie sieci neuronowych do kategoryzacji ryzyka od zagrożenia tąpaniami. Praca GIG o symbolu 11050202-141 (niepublikowana).
- 115. Kabiesz J. (2006): Effect of the form of data on the quality of mine tremors hazard forecasting using neural networks. Geotechnical and Geological Engineering Vol. 24, No 5, s. 1131–1147.
- 116. Kabiesz J., Konopko W. (1995): Deformacje chodnika przyścianowego przed postępującym frontem ściany. Prace Naukowe Instytutu Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej, Seria Konferencje nr 69, s. 72–84.
- 117. Kaczmarek J., Łydżba D. (1994): Przydatność hipotezy wytrzymałościowej Hoeka-Browna do określania wytężenia skał Górnośląskiego Zagłębia Węglowego. Prace Naukowe Instytutu Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej nr 65, Seria Konferencje nr 33, s. 87–94.
- 118. Kammer W. (1977): Die Ausbauplanung durch Vorausberechnung der Endkonvergenz in Abbaustrecken. Glückauf 113 Nr 8, s. 746–748.
- 119. Kammer W. (1980): Konvergenzberechnung und Ausbauplanung für Abbaustrecken mit einem EDV-Programm. Glückauf 116 Nr 5, s. 200–205.
- 120. Kammer W. (1988): Der erforderliche Ausbaustützdruck zur Streckenbeherrschung. Glückauf-Forschungshefte 49 Nr 6, s. 267–271.
- 121. Kammer W. (1991): Ausbausysteme hoher Tragkraft durch Verwendung von Baustoffen. Glückauf-Forschungshefte 52 Nr 5, s. 232–236.
- 122. Kammer W. (1996): Erforderlicher Ausbaustützdruck für Schächte und Strecken. Glückauf 132 Nr 1/2, s. 22–25.
- 123. Karacan Ö.C. (2007): Development and Application of Reservoir Models and Artificial Neural Networks for Optimizing Ventilation Air Requirements in Development Mining of Coal Seams. Int. J. Coal Geol. Nov 72(3–4), s. 221–239.
- 124. Karacan Ö.C. (2008): Modeling and prediction of ventilation methane emissions of U.S. longwall mines using supervised artificial neural networks. Int. J. Coal Geol. Feb 73(3–4), s. 371–387.
- 125. Kidybiński A. (1962): Wpływ łupności skał na przejawy ciśnienia górotworu. Przegląd Górniczy nr 1, s. 16–20.
- 126. Kidybiński A. (1982): Podstawy geotechniki kopalnianej. Katowice, Wydaw. "Śląsk".
- 127. Kidybiński A. (1997): Modelowanie niejednorodnej strefy odspojenia skał jako podstawa projektów kotwienia oraz doboru obudowy podporowej. XX Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu, Wrocław, s. 203–224.
- Kidybiński A. (1998): Obciążenie obudowy chodnika w strefie wpływu eksploatacji. Przegląd Górniczy nr 5, s. 9–14.
- 129. Kidybiński A. (2007): Obciążenie obudowy chodnikowej w trakcie wstrząsu górotworu wg badań numerycznych modeli cząstkowych. Przegląd Górniczy nr 4, s. 9–14.
- Kidybiński A., Bukowska M. (2002): Wpływ czynników naturalnych masywu skalnego na jego wytrzymałość określaną metodami penetrometryczną i laboratoryjną. Prace Naukowe GIG. Górnictwo i Środowisko nr 1, s. 35–46.
- 131. Kleiber M. i inni (1995): Komputerowe metody mechaniki ciał stałych. Warszawa, Wydaw. Naukowe PWN.
- 132. Kłeczek Z. (1994): Geomechanika górnicza. Katowice, Śląskie Wydaw. Techniczne.
- 133. Kłeczek Z., Napieracz T., Trelenberg P. (2003): Wzmocnienie iniekcyjno-kotwiące górotworu jako metoda profilaktyki tąpań spągowych. Wiadomości Górnicze nr 2, s. 52–58.
- 134. Knothe S. (1953): Równanie profilu ostatecznie wykształconej niecki osiadania. Archiwum Górnictwa i Hutnictwa nr 1, s. 22–38.
- 135. Konopa W. (1983): Wpływ wykładki obudowy chodnikowej na nośność i wytrzymałość odrzwi tej obudowy w świetle badań laboratoryjnych i rozważań teoretycznych. Wiadomości Górnicze nr 6, s. 148–153.
- 136. Konopko W., Kostyk T., Żywirski K. (1985): Sposób wykonywania i utrzymania chodników przyścianowych w warunkach wzmożonych ciśnień górotworu lub zagrożenia tąpaniami. Przegląd Górniczy nr 2, s. 47–50.
- 137. Konze W. (1990): Betriebserfahrungen mit dem Baustoffteleskopstempel auf dem Bergwerk Minister Achenbach. Glückauf Nr 23/24, s. 1094–1097.

- Korbicz J., Obuchowicz A., Uciński D. (1994): Sztuczne sieci neuronowe podstawy i zastosowania. Warszawa, Akademicka Oficyna Wydawnicza PLJ.
- 139. Koronacki J., Ćwik J. (2005): Statystyczne systemy uczące się. Warszawa, Wydaw. Naukowo-Techniczne.
- Korus H., Szymiczek W., Ficek J., Sobik M. (2002): Obudowa kotwiowa drogą do obniżenia kosztów drążenia wyrobisk. Przegląd Górniczy nr 3, s. 13–21.
- 141. Kostyk T. (1990): Empiryczne podstawy doboru obudowy skrzyżowań ścian zawałowych z chodnikami. Katowice, GIG (Praca doktorska).
- 142. Kostyk T., Prusek S. (1997): Sposób ochrony chodników eksploatacyjnych z wykorzystaniem spoiwa Tekblend. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 4, s. 18–23.
- 143. Kowalik S. (2004): Koncepcja prognozowania wstrząsów górniczych przy wykorzystaniu sieci neuronowych. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, IGSMiE PAN, s. 451–462.
- 144. Kowalski A. (1985): Zmienność parametru zasięgu wpływów głównych w górotworze. Ochrona Terenów Górniczych. Komisja Ochrony Powierzchni przed Szkodami Górniczymi przy Wyższym Urzędzie Górniczym w Katowicach 72/2.
- 145. Kowalski A. (2007): Nieustalone górnicze deformacje powierzchni w aspekcie dokładności prognoz. Prace Naukowe GIG nr 871.
- 146. Kowalski E., Prusek S., Skrzyński K. (2005): Zastosowanie stali o podwyższonych własnościach mechanicznych do produkcji obudów górniczych. Matreriały Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, IGSMiE PAN, s. 231–246.
- 147. Krause E. (2004): Wpływ przekroju wyrobisk przyścianowych na warunki wentylacyjnometanowe. XI Międzynarodowa Konferencja Tąpania 2004. Katowice, Wydaw. GIG, s. 153–157.
- 148. Krause E. (2005): Czynniki kształtujące wzrost zagrożenia metanowego w ścianach o wysokiej koncentracji wydobycia. Przegląd Górniczy nr 9, s. 19–26.
- 149. Krause E. (2008): Wpływ przekroju wyrobisk przyścianowych na kształtowanie się zagrożenia wentylacyjno-metanowego w rejonach ścian. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 1, s. 22–26.
- 150. Krukowski R., Plewka H., Zając S. (1985): Sposoby bezpiecznego utrzymywania wyrobisk przyścianowych w kopalni pilotująco-wydobywczej w Bogdance w Lubelskim Zagłębiu Węglowym. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 4, s. 9–15.
- 151. Kubek E., Grycman J., Szurman Z. (2004): Metody i środki oraz doświadczenia w zakresie utrzymania chodników przyścianowych za frontem ściany w warunkach kopalni węgla kamiennego "Anna". Przegląd Górniczy nr 9, s. 17–26.
- 152. Kulassek M. (2004): Erweiterung der Konvergenzberechnung für Bogenstrecken. Glückauf Nr 5, s. 218–223.
- 153. Kwaśniewski M., Lasek S. (2007): Analiza numeryczna migracji metanu z warstw spągowych do wyrobiska ścianowego. Górnictwo i Geoinżynieria. Kwartalnik AGH R. 31, z. 3/1, s. 307–322.
- 154. Kwaśniewski M., Wang J. (1994): Symulacja komputerowa eksploatacji pokładu węgla systemem ścianowym z zawałem stropu. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Górnictwo z. 221, s. 239–266.
- 155. Kwiatek J. i inni (1998): Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych. Katowice, Wydaw. GIG.
- Labasse H. (1951): Gebrigsdruck und Gebrigsbewegungen. Liege Belgium, International Conference about rock pressure and support in the working, s. 46–52.
- 157. Langosch U. (2001): Planungsgrundlagen zur Gebirgs-Beherrschung von Flözstrecken durch Kombiausbau. Glückauf 137 Nr 11, s. 628–632.
- 158. Lawrence W. (2007): A Method for the Design of Longwall Gateroad Roof Support. University of Queensland (Praca doktorska).
- 159. Litwiniszyn J. (1953): Równanie różniczkowe przemieszczeń górotworu. Archiwum Górnictwa i Hutnictwa nr 1, s. 19–21.
- 160. Lubosik Z., Skrzyński K., Stacha G. (2005): Sposób projektowania obudowy wyrobisk przyścianowych dla zachowania ich stateczności za frontem eksploatacji. IX Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna: Górnicze Zagrożenia Naturalne. Katowice, Wydaw. GIG, s. 140–154.

- 161. Lubosik Z., Skrzyński K., Łukosz L., Olma R. (2007): Wybrane sposobu utrzymania chodników przyscianowych za frontem eksploatacji na przykładzie KWK "Zofiówka". Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 53, s. 71–87.
- 162. Łojas J., Łaboński S. (1980): Prowadzenie i utrzymanie chodników przyścianowych dla przodków wybierkowych o wysokim wydobyciu. Wiadomości Górnicze nr 8–9, s. 209–220.
- 163. Madaj M., Wesołowski M., Kubek E. (2002): Wpływ ochronnego pasa podsadzkowego na stateczność chodnika podścianowego J-3 w warunkach KWK "Anna", modelowanie numeryczne. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 12, s. 18–22.
- 164. Majcherczyk T., Małkowski P. (2003): Wpływ frontu ściany na wielkość strefy spękań wokół wyrobiska przyścianowego. Wiadomości Górnicze nr 1, s. 20–29.
- 165. Majcherczyk T., Małkowski P. Niedbalski Z. (2006): Ruchy górotworu i reakcje obudowy w procesie niszczenia skał wokół wyrobisk korytarzowych na podstawie badań "in situ". Kraków, Wydaw. AGH.
- Majcherczyk T., Niedbalski Z. (2002): Ocena obudowy podporowo-kotwiowej na podstawie wybranych badań "in situ". Przegląd Górniczy nr 12, s. 1–7.
- Majcherczyk T., Niedbalski Z. (2004): Rozrzedzanie obudowy podporowej w świetle wyników badań kopalnianych. Przegląd Górniczy nr 5, s. 10–15.
- Marczak H. (1996): Modelowanie i prognozowanie zachowania się wyrobiska korytarzowego. Wiadomości Górnicze nr 1, s. 31–35.
- Marczak H. (1998): Określenie stateczności wyrobisk korytarzowych na podstawie pomiarów ich zaciskania. VIII Międzynarodowe Sympozjum Geotechnika '98, część 1, Gliwice–Ustroń, s. 277– 286.
- Marczak H. (2001): Analiza zaciskania wyrobisk korytarzowych w aspekcie określania ich stateczności. Wiadomości Górnicze nr 12, s. 499-502.
- 171. Mark C. (1990): Pillar Design Methods for Longwall Mining. Information Circular 9247, United States Department of the Interior Bureau of Mines, s. 1–50.
- 172. Mark C. (1999): The State-of-the-Art in Coal Pillar Design. SME Annual Meeting March 1-3, Denver, Colorado, s. 1-8.
- 173. Mark C. (2001): Overview of Ground Control Research for Underground Coal Mines in The United States. Proceedings 17th International Mining Congress and Exhibition of Turkey (IMCET 2001), Ankara, s. 3–10.
- 174. Mark C. (2006): The Evolution of Intelligent Coal Pillar Design: 1981–2006. Proceedings of 25th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 325–334.
- Mark C., Barczak T.M. (2000): Fundamentals of Coal Mine Roof Support. Proceedings New Technology for Coal Mine Roof Support, NIOSH Open Industry Briefing, NIOSH IC 9453, s. 23–42.
- 176. Mark C., Chase F. (1997): Analysis of Retreat Mining Pillar Stability. Paper in New Technology for Ground Control in Retreat Mining, NIOSH IC 9446, s. 17–34.
- 177. Mark C. i inni (2001): Analysis of Roof Bolt Systems. Proceedings 20th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 218–225.
- 178. Masny W., Nierobisz A. (2005): Doskonalenie oceny stateczności wyrobisk w obudowie kotwiowej. Przegląd Górniczy nr 6, s. 11–14.
- Masny W., Nierobisz A. (2006): Stan kotwienia w górnictwie węglowym. Przegląd Górniczy nr 6, s. 34–36.
- Mateja J. (1982): Nośność obudowy łukowej. Budownictwo Węglowe Projekty Problemy nr 6, s. 26–31.
- 181. Matuszewski J., Mąka B. Głuch P. (2006): Utrzymanie chodnika przyścianowego 23B w jednostronnym otoczeniu zrobów dla wybierania ściany 23 i 24 w pokładzie 405/1 w warunkach kopalni "Knurów". Materiały konferencyjne, Nowoczesne Technologie Górnicze s. 174 – 191.
- 182. Matuszewski K., Trenczek S. (1998): Wybrane środki mineralne i chemiczne wraz z urządzeniami stosowane w profilaktyce pożarowej, metanowej i klimatycznej w kopalniach węgla kamiennego. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 12, s. 41–47.
- 183. Matuszewski K., Trenczek S. (1999): Stosowanie nowych środków mineralnych i chemicznych w profilaktyce górniczej. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 11, s. 18– 23.

- 184. Mrowiec Z. (1988): Komplementarne metody i środki utrzymania wyrobisk chodnikowych zabezpieczonych stalową obudową chodnikową. Budownictwo Węglowe – Projekty – Problemy nr 3, s. 11–13.
- 185. Mucho T.P., Barczak T.M., Dolinar D.R., Bower J., Bryja J.J. (1999): Design methodology for standing secondary roof support in longwall tailgates. Proceedings 18th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 136–148.
- 186. Mysłecki K. (2004): Metoda elementów brzegowych w statyce dźwigarów powierzchniowych. Wrocław, Oficyna Wydaw. Politechniki Wrocławskiej.
- 187. Nawrat S., Straś J. (1996): Ograniczenie wypiętrzania skał w wyrobiskach chodnikowych w kopalniach Jastrzębskiej Spółki Węglowej S.A. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 6, s. 42–46.
- 188. Nawrat J., Banszel H., Straś J. (1997): Doświadczenia w zakresie poprawy stateczności wyrobisk chodnikowych w kopalniach Jastrzębskiej Spółki Węglowej S.A. przy stosowaniu iniekcji klejowych oraz kotwienia górotworu. III Szkoła Geomechaniki, Gliwice–Ustroń, s. 157–169.
- 189. Niedbalski Z., Majcherczyk T. (2005): Badania nad zachowaniem się wyrobisk korytarzowych w obudowie podporowo-kotwiowej. Przegląd Górniczy nr 11, s. 2–12.
- 190. Niełacny P., Setlak K., Siodłak Ł. (2008): Sposoby zabezpieczania wyrobisk korytarzowych przed wypiętrzaniem spągu w KWK "Ziemowit". Przegląd Górniczy nr 7–8, s. 27–33.
- 191. Nierobisz A. (1999): Zastosowanie obudowy kotwiowej w wybranych kopalniach węgla. Przegląd Górniczy nr 5, s. 23–30.
- 192. Nierobisz A. (2008): Wysokie kotwienie dla poprawy utrzymania chodnika przyścianowego. Przegląd Górniczy nr 7–8, s. 19–26.
- 193. Niezgoda F., Straś J., Dudek C. (1997): Utrzymanie chodników przyścianowych w KWK "Borynia" w partii "A" pokład 405/1 w złożonych warunkach geologicznych. III Szkoła Geomechaniki, Gliwice–Ustroń, s. 169–181.
- 194. Noltze C. (1979): Die Wirkung des Gebrigsdrücks auf vor-, mit- und nachgefahrene Abbaustrecken. Glückauf 115 Nr 24, s. 1183–1185.
- 195. Noltze C. (1981): Gebirgsdruck und Druckwirkungen in Flözstrecken der Ruhrreviers (Praca doktorska).
- 196. Nyga J. (1987): Der Konwergenzverlauf in Abbaustrecken mit Bogen- und Ankerausbau. Glückauf 123 Nr 9, s. 528–530.
- 197. Oleksy S., Chmurko M., Matuszewski J. (1996): Zastosowanie obudowy kotwiowej do zapobiegania wypiętrzaniu spągu w chodniku nadścianowym ściany nr 16 pokładu 355 KWK "Knurów". Geotechnika'96 – Zastosowanie obudowy kotwiowej, s. 93–103.
- Opolony K., Witthaus H., Hucke A., Studeny A. (2004): Ergebnisse von numerischen Berechnungen und physikalischen Modellversuchen als Planungshilfe für eine Rechteckankerstrecke in Flöz D2/C. International Mining Symposium – Roofbolting in Mining. Aachen, RWTH, s. 539–554.
- 199. Osowski (1996): Sieci neuronowe. Warszawa, Oficyna Wydaw. Politechniki Warszawskiej.
- 200. Pach A., Stanisz A., Konior J. (2001): Problem wypiętrzania skał spągowych w wyrobiskach korytarzowych utrzymywanych w zrobach. Budownictwo Górnicze i Tunelowe nr 1, s. 15–19.
- Pacześniowski K. (2004): Zastosowanie sztucznej sieci neuronowej do szacowania wartości maksymalnej nośności stalowych odrzwi obudowy chodnikowej. Mechanizacja i Automatyzacja Górnictwa nr 11, s. 23–30.
- 202. Parysiewicz W. (1967): Tąpania w kopalniach. Katowice, Wydaw. "Śląsk".
- 203. Pawluś D. (2006): Próba zastosowania sieci neuronowych do prognozowania osiadań powierzchni terenu powstałych na skutek eksploatacji górniczej. Kwartalnik AGH. Górnictwo i Geoinżynieria z. 4, s. 79–86.
- 204. Peng S. (2006): Longwall Mining. 2nd Edition. Morgantown, West Virginia University Press.
- 205. Peng S. (2007): Ground control failures a pictorial view of case studies. Morgantown, West Virginia University Press.
- 206. Phase² (2001): User's guide: Rocscience.
- 207. Piechota S. (2001a): Dobór obudowy mieszanej kotwiowo-podporowej dla wyrobisk przygotowawczych w warunkach ciśnień deformacyjnych. Cuprum nr 19, s. 43–63.
- 208. Piechota S. (2001b): Wpływ niektórych czynników na dobór obudowy wyrobisk korytarzowych w kopalni węgla kamiennego "Bogdanka". Przegląd Górniczy nr 12, s. 25–29.
- Piechota S., Korzeniowski W. (2002): Współczynnik wzmocnienia górotworu w obudowie podporowo-kotwiowej w wyrobiskach korytarzowych. Przegląd Górniczy nr 6, s. 17–21.
- Piechota S., Korzeniowski W., Stachowicz S. (2000): Obudowa mieszana chodników przyścianowych w Kopalni Węgla Kamiennego "Bogdanka". Wiadomości Górnicze nr 4, s. 168–177.
- 211. Podgórski K., Duży S. (1990): Wpływ zmian objętościowych górotworu w procesie eksploatacji górniczej na zaciskanie chodników przyścianowych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Górnictwo nr 158, s. 175–184.
- 212. Podgórski K., Duży S., Preidl W. (1987): Wpływ eksploatacji górniczej na przemieszczenia masywu skalnego w otoczeniu chodników przyścianowych w świetle przeprowadzonych badań. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Górnictwo nr 157, s. 107–119.
- 213. Podjadtke R., Witthaus H., Bartel R. (2008): Entwicklung im stählernen Streckenausbau-eine Erfolgsstory. RWTH Aachen, International Mining Symposium – Rockbolting in Mining & Injection Technology and Roadway Support Systems, s. 441–462.
- 214. PN-92/G-15000/05 Obudowa chodników odrzwiami podatnymi z kształtowników.
- 215. Prusek S. (1998): Pomiary zaciskania, rozwarstwienia skał stropowych oraz obciążenia pasa ochronnego w chodnikach przyścianowych. Materiały XXI Zimowej Szkoły Mechaniki Górotworu, Zakopane, s. 379–389.
- Prusek S. (1999a): Wybrane wyniki pomiarów dołowych w chodnikach przyścianowych. Przegląd Górniczy nr 11, s. 17–23.
- 217. Prusek S. (1999b): Pomiary dołowe w chodnikach przyścianowych ścian zawałowych. Materiały konferencyjne XXII Zimowej Szkoły Mechaniki Górotworu Geotechniczne Zabezpieczenie Podziemnych Wyrobisk Górniczych i Tunelowych, s. 241–250.
- Prusek S. (2001): Wpływ pasów ochronnych na utrzymanie chodników przyścianowych w polach eksploatacji zawałowej. Materiały XXIV Zimowej Szkoły Mechaniki Górotworu, Lądek Zdrój, s. 411–420.
- Prusek S. (2002a): Rola pasów ochronnych w utrzymaniu chodników przyścianowych. Prace Naukowe GIG nr 848.
- 220. Prusek S. (2002b): Obliczanie podporności pasów ochronnych stosowanych w chodnikach przyścianowych. Przegląd Górniczy nr 3, s. 44–49.
- 221. Prusek S (2002c): Bestimmung der Stützkraft von Streckenbegleitdämmen nach Strebdurchgang. Glückauf Nr 6, s. 269–273.
- 222. Prusek S. (2003a): Wielkość deformacji chodnika przyścianowego, utrzymywanego za czołem ściany zawałowej, za pomocą pasa ochronnego. Przegląd Górniczy nr 7–8, s. 33–39.
- 223. Prusek S. (2003b): Aufrechterhalten einer Abbaubegleitstrecke im Bereich von zwei Bruchbaustreben. Glückauf Nr 10, s. 528–532.
- 224. Prusek S. (2004a): Ruchy górotworu w chodniku przyścianowym, utrzymywanym za frontem eksploatacji w obustronnym otoczeniu zrobami. Materiały XXVII Zimowej Szkoły Mechaniki Górotworu, Zakopane, s. 1001–1013.
- 225. Prusek S. (2004b): Изменения площади поперечного сечения штрека, прилегающего к лаве, при разработке пласта слоями. Ugol Ukrainy nr 6, s. 50–52.
- 226. Prusek S. (2004c): Obliczanie zaciskania oraz obciążenia obudowy chodników zlokalizowanych w polu eksploatacji ścianowej. Przegląd Górniczy nr 7–8, s. 11–14.
- 227. Prusek S. (2004d): Verformungen einer einseitig und zweiseitig genutzten Abbaubegleitstrecke im Bruchbau. Glückauf Nr 11, s. 521–527.
- 228. Prusek S. (2005): Deformacje chodnika międzyścianowego zlokalizowanego pod zrobami zawałowymi. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 11, s. 11–16.
- Prusek S. (2006a): Monitoring chodnika przyścianowego oraz podporności obudowy. Przegląd Górniczy nr 2, s. 9–15.
- 230. Prusek S. (2006b): System ciągłego monitoringu gabarytów wyrobisk korytarzowych. Przegląd Górniczy nr 7–8, s. 22–26.

- 231. Prusek S. (2006c): Zachowanie przekroju chodników przyścianowych. W: Bezpieczne prowadzenie robót górniczych poniżej poziomu udostępnienia złoża w kopalniach węgla kamiennego. Praca zbiorowa pod red. W. Konopko. Katowice, Wydaw. GIG, s. 141–164.
- 232. Prusek S. (2007a): Proces doboru i projektowania obudowy chodników przyścianowych. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 53, s. 107–117.
- 233. Prusek S. (2007b): Wykorzystanie sztucznych sieci neuronowych do prognozowania zaciskania chodników przyścianowych. Wiadomości Górnicze nr 11, s. 601–607.
- Prusek S. (2008a): Rezultaty ciągłego pomiaru zaciskania chodnika przyścianowego oraz monitoringu pracy obudowy. Prace Naukowe GIG. Górnictwo i Środowisko, wydanie specjalne nr II/2008, s. 89–98.
- 235. Prusek S. (2008b): Rozwinięty system monitoringu obudowy wyrobisk korytarzowych. Prace Naukowe GIG. Górnictwo i Środowisko, wydanie specjalne nr III/2008, s. 141–152.
- 236. Prusek S. (2008c): Wyznaczanie zależności do prognozy zaciskania chodników przyścianowych. Prace Naukowe GIG. Górnictwo i Środowisko, wydanie specjalne nr III/2008, s. 153–164.
- Prusek S. (2008d): Model geometryczny osiadania stropu w chodnikach przyścianowych. Przegląd Górniczy nr 6, s. 18–23.
- Prusek S. (2008e): Określenie charakterystyk podpornościowych obudowy drewnianej. Wiadomości Górnicze nr 7–8, s. 485–493.
- 239. Prusek S. (2008f): Determination of the size of the fracture zone around a road working based on the results of underground convergence measurements and numerical modeling. Taylor & Francis – Balkema, International Mining Forum, s. 125–136.
- 240. Prusek S. (2008g): Możliwość monitoringu obudowy wyrobisk korytarzowych. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 9, s. 14–23.
- 241. Prusek S. (2008h): Modification of parameters in the Hoek-Brown failure criterion for gate road deformation rediction by means of numerical modeling. Glückauf Nr 9, s. 529–534.
- 242. Prusek S. (2008i): Use of the support vector machines method for gate road convergence prediction. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej, Ukraina – Jałta, październik, s. 140–149.
- 243. Prusek S., Bock S. (2008): Ocena stanu naprężeń oraz odkształceń w górotworze wokół wyrobisk górniczych w oparciu o rezultaty przestrzennego modelowania numerycznego. Archiwum Górnictwa nr 3, s. 349–360.
- 244. Prusek S., Daniłowicz R., Skrzyński K. (2006): Sposoby wzmacniania górotworu i obudowy w rejonie wyrobisk eksploatacyjnych. W: Stalowe obudowy odrzwiowe: Nowe rozwiązania konstrukcyjne i metody projektowania. Praca zbiorowa pod red. K. Rułki. Katowice, Wydaw. GIG, s. 245–274.
- 245. Prusek S., Jankowski J. (2003): Utrzymanie chodnika przyścianowego w otoczeniu zrobów zawałowych i podsadzkowych. Materiały Zimowej Szkoły Mechaniki Górotworu: Geotechnika w Budownictwie i Górnictwie, s. 482–491.
- 246. Prusek S., Jędrzejec E. (2008): Adaptacja teorii Budryka-Knothego do prognozowania deformacji chodników przyścianowych. Archiwum Górnictwa nr 1, s. 97–114.
- 247. Prusek S., Kostyk T. (2002): Prognoza zaciskania chodników przyścianowych. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 42, s. 93–107.
- 248. Prusek S., Kostyk T. (2003): Prognoza zaciskania chodników przyścianowych. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 1, s. 8–14.
- Prusek S., Kowalski E, Skrzyński K. (2006): Techniczno-ekonomiczne aspekty stosowania obudowy odrzwiowej ze stali o podwyższonych parametrach mechanicznych. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 1, s. 19–25.
- Prusek S., Lubosik Z. (2007): Monitoring of a longwall gate road maintained behind the caving extraction front. Freiberger Forschungshefte, Geoingenieurwesen, s. 84–95.
- 251. Prusek S., Majcher M. (2003): Przebieg ruchów górotworu w chodniku przyścianowym z uwagi na wpływ frontów eksploatacji zawałowej. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 2, s. 3–7.
- 252. Prusek S., Masny W. (2007a): Odwzorowanie zachowania się górotworu wokół wyrobisk korytarzowego w oparciu o modelowanie numeryczne i badania dołowe. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 53, s. 119–128.

- 253. Prusek S., Masny W. (2007b): Próba modelowania numerycznego deformacji wyrobiska korytarzowego zlokalizowanego w jednostronnym sąsiedztwie zrobów za czynnym frontem eksploatacji zawałowej. Wiadomości Górnicze nr 6, s. 353–360.
- 254. Prusek S., Masny W., Walentek A. (2007): Modelowanie numeryczne górotworu wokół wyrobiska korytarzowego narażonego na wpływy ciśnień eksploatacyjnych. Kwartalnik AGH. Górnictwo i Geoinżynieria z. 3/1, s. 475–483.
- 255. Prusek S., Masny W., Walentek A. (2008): Numerische Modellierung der Einwirkung der dynamischen Beanspruchungen auf Verhalten von Ankerausbau. International Mining Symposium – Rockbolting in Mining & Injection Technology and Roadway Support Systems. Aachen, RWTH, s. 241–256.
- 256. Prusek S., Rajwa S. (1999): Wyniki pomiarów z chodników przyścianowych utrzymywanych za frontem eksploatacji. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 31, s. 79–90.
- 257. Prusek S., Rajwa S., Walentek A. (2006): Analiza wielkości zniszczenia struktury pasa ochronnego w oparciu o modelowanie numeryczne. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 51, s. 46–54.
- 258. Prusek S., Rotkegel M., Skrzyński K. (2006): Komputerowe wspomaganie projektowania obudowy wyrobisk korytarzowych i ich połączeń. Przegląd Górniczy nr 3, s. 21–26.
- Prusek S., Rotkegel M., Skrzyński K. (2007): Proces projektowania obudowy wyrobisk korytarzowych z wykorzystaniem systemu CAD. Kwartalnik AGH. Górnictwo i Geoinżynieria z. 3/1, s. 485– 496.
- Prusek S., Rotkegel M., Stokłosa J., Malesza A. (2004): Ocena stopnia skorodowania odrzwi obudowy chodnikowej na przykładzie ZG "Bytom III". Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 9, s. 13–20.
- 261. Prusek S., Skrzyński K. (2005): Wpływ eksploatacji ściany na obudowę wyrobiska przyścianowego w świetle pomiarów dołowych i badań stanowiskowych odrzwi. V Międzynarodowa Konferencja Zastosowanie Mechaniki w Górnictwie, s. 145–158.
- 262. Prusek S., Skrzyński K. (2006): Verformungen des Ausbaus in einer Abbaubegleitstrecke als Funktion des Abstands von der Abbaufront. Glückauf Nr 6, s. 290–299.
- Prusek S., Skrzyński K. (2008): Model obudowy i otoczenia chodnika przyścianowego. Przegląd Górniczy nr 7–8, s. 10–18.
- 264. Prusek S., Stałęga S. (2004): Ekonomiczne aspekty stosowania obudowy odrzwiowej o podwyższonych parametrach mechanicznych stali. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 48, s. 33–37.
- 265. Prusek S., Stałęga S., Stochel D. (2005): Metody i środki przeznaczone do uszczelniania i wzmacniania górotworu oraz obudowy wyrobisk. Prace Naukowe GIG nr 863.
- Prusek S., Świątek J. (2008): Obudowa drewniana jej cechy i zastosowanie. Prace Naukowe GIG nr 873.
- 267. Prusek S., Tor A., Rotkegel M. (2008): Przebieg kompleksowego procesu projektowania nowej konstrukcji obudowy wyrobisk korytarzowych. Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej. Kraków, IGSMiE PAN, s. 333–351.
- Prusek S., Walentek A. (2005): Wielkość strefy zniszczenia górotworu wokół wyrobiska korytarzowego w oparciu kryteriów Hoeka-Browna. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 49, s. 13–24.
- 269. Prusek S., Walentek A. (2007): Numerical modelling the failure zone in the rock mass around a heading based on the Hoek-Brown criterion. Szkoła Eksploatacji Podziemnej, Ukraina, s. 95–105.
- Prusek S. i inni (1999): Określenie wpływu frontu eksploatacji na ruchy górotworu, obciążenie i zsuw obudowy w chodnikach przyścianowych. Projekt rozwojowy nr 9T12A 032 15 (niepublikowany).
- 271. Prusek S. i inni (2002): Opracowanie metody bilansowania podporności obudowy wraz z jej wzmocnieniami w chodnikach przyścianowych. Praca GIG o symbolu 12010502-152 (niepublikowana).
- 272. Prusek S. i inni (2004): Określenie wielkości deformacji chodników przyścianowych w aspekcie oceny możliwości bezpiecznego ich utrzymania za frontem eksploatacji. Praca GIG o symbolu 11040404-150 (niepublikowana).
- 273. Prusek S. i inni (2005): Laserowy system monitoringu wyrobisk górniczych. Projekt rozwojowy, Naczelna Organizacja Techniczna, ROW-341-2003, (niepublikowany).

- 274. Prusek S. i inni (2006): Nowa konstrukcja obudowy chodnikowej w aspekcie poprawy warunków utrzymania chodników przyścianowych i podniesienia bezpieczeństwa w KWK "BORYNIA". Projekt celowy nr 6 T12 2004C/6530 (niepublikowany).
- 275. Rak Z., Stasica J., Stopyra M. (1996): Technologia wzmacniającego kotwienia górotworu z wykorzystaniem lin w kopalniach wegla kamiennego. Wiadomości Górnicze nr 12, s. 635–642.
- Randall P. (2007): Practical rockbolting experiences at Thoresby Colliery. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 53, 2007, s. 205–213.
- 277. Ropski S., Znański J. (1965): Zachowanie się stropu nad pokładem wybieranym ścianą z zawałem. Przegląd Górniczy nr 10, s. 413–420.
- 278. Rotkegel M. (2004): Komputerowo wspomagane projektowanie odrzwi obudowy chodnikowej. Charakterystyka programu CAD i przykłady projektowe. Prace Naukowe GIG nr 862.
- 279. Rotkegel M., Prusek S. (2004): Zjawisko korozji w obudowie chodnikowej. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 48, s. 55–62.
- Rotkegel M., Prusek S. (2005): Korozja obudowy wyrobisk korytarzowych. Wiadomości Górnicze nr 7–8, s. 336–341.
- 281. Rułka K., Stochel D. (2004): Obudowy powłokowe dla wyrobisk korytarzowych i komorowych. Prace Naukowe GIG nr 858.
- 282. Rułka K. i inni (2004): Udoskonalone techniki obudowy chodnika i końcówek ścian. Projekt Europejskiej Wspólnoty Węgla i Stali. Kontrakt nr 7220-PR-115 (niepublikowany).
- 283. Rułka K. i inni (2001): Uproszczone zasady doboru obudowy odrzwiowej wyrobisk korytarzowych w zakładach wydobywających węgiel kamienny. Instrukcja nr 15. Katowice, Wydaw. GIG.
- Ruppel U., Opolony K. (2000): Einsatz von Ankerausbau in Hochleistungs-Strebbetrieben im internationalen Vergleich. Glückauf 136 Nr 9, s. 508-514.
- 285. Ruppel U., Scior C. (2008): Planung von Abbaustrecken mittels numerischer Berechnungen in der Ukraine. International Mining Symposia-Rockbolting in Mining & Injection Technology and Roadway Support Systems, Aachen, RWTH, s. 671–684.
- 286. Sałustowicz A. (1965): Zarys mechaniki górotworu. Katowice, Wydaw. "Śląsk".
- 287. Sepiał J., Waś S., Idzik M., Dudek J. (1987): Ograniczenie wypiętrzania spągu i deformacji obudowy w chodniku przyścianowym dla ściany 124 w kopalni "Piast". Wiadomości Górnicze nr 10, s. 212–217.
- 288. Sepiał J., Waś S. (1991): Przebieg zmian deformacyjnych w chodnikach przyścianowych objętych ciśnieniem eksploatacyjnym. I Międzynarodowa Konferencja: Eksploatacja złóż w warunkach występowania zagrożeń naturalnych. Karków, Wydaw. AGH, s. 131–141.
- Scholkopf B. (2000): Statistical Learning and Kernel Methods. Germany, Technical Report MSR-TR-2000-23.
- 290. Scholkopf B., Smola A.J. (2002): Learning with Kernels. Cambridge, MIT press.
- 291. Schroer D. (1977): Arten der Hinterfüllung von Streckenausbau und ihre Wirkungen. Glückauf Nr 4, s. 751–757.
- 292. Schwartz B. (1957): Die Bewegungen des Nebengesteins im Streb. Bergbau-Wiss. Nr 4, s. 22-27.
- 293. Schwartz B. (1960): Vorausberechnung der Bewegungen in Abbaustrecken. Internationaler Kongress für Gebirgsdruckforschung, Paris, s. 383–398.
- 294. Schwartz B., Buisson R., Dubois R. (1958): Anwendung statistischer Methoden zur Charakterisierung der Wirksamkeit des Ausbaues und der Standfestigkeit der Sohle. Leipzig, Internationale Gebirgsdrucktagung, Vorträge.
- 295. Signer S.P., Lewis J.L. (1998): A Case Study of Bolt Performance in a Two-entry Gate Road. Proceedings of the 7th Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 249–256.
- 296. Skrzyński K., Prusek S. (2006): Techniczne i ekonomiczne aspekty stosowania stali o podwyższonych własnościach mechanicznych na kształtowniki obudów odrzwiowych. Prace Naukowe GIG, Seria Konferencje nr 52, s. 16–35.
- 297. Skrzyński K. i inni (1999): Opracowanie ujednoliconej metodyki analitycznego określenia nośności i wytrzymałości odrzwi obudowy z kształtowników V z uwzględnieniem charakterystyki sił biernych. Praca GIG o symbolu 13115009-150 (niepublikowana).
- 298. Smith W.C. (1992): Rib Stability: Practical Considerations To Optimize Rib Design. Bureau of Mines, Information Circular 9323, s. 1–16.

- Smola A., Scholkopf B. (1998): A Tutorial on Support Vector Regression. NeuroCOLT Technical Report NC-RR-98-030, Royal Holloway College, University of London.
- 300. Smołka J. (1977): Analiza i kształtowanie stanu naprężeń wokół wyrobisk chodnikowych dla ograniczenia wypiętrzania spągów w kopalniach węgla. Katowice, GIG (Praca doktorska).
- Smołka J. (1978): Analiza i kształtowanie stanu naprężeń wokół wyrobisk chodnikowych dla ograniczenia wypiętrzania spągów. Prace GIG, Komunikat nr 699.
- Smołka J., Żywirski K. (1979): Sposób ograniczania wyciskania spągów przez zmianę stanu naprężeń w górotworze. Przegląd Górniczy nr 1, s. 1–6.
- 303. Stachowicz S., Kosonowski J., Kozek B. (1995): Charakterystyka zaciskania wyrobisk korytarzowych kamiennych w kopalni "Bogdanka". Wiadomości Górnicze nr 4, s. 165–169.
- 304. Stachowicz S., Masiakiewicz M., Gałąź H., Kozek B. (1997): Stabilizacja spągu wyrobisk korytarzowych za pomocą kotwienia jako przykład obniżenia kosztów ich utrzymania w KWK "Bogdanka". Materiały Szkoły Eksploatacji Podziemnej, Kraków, IGSMiE PAN, s. 777–792.
- 305. Stanisz A. (2006): Przystępny kurs statystyki z zastosowaniem STATISTICA PL na przykładach z medycyny, tom 1: Statystyki podstawowe. Kraków, StatSoft.
- 306. Statistica (2008): wersja programu 8,0. Kraków, StatSoft.
- 307. Szczepaniak Z. (1995): Ustalanie podporności obudowy z odrzwi stalowych dla udostępniających wyrobisk korytarzowych w warunkach wywieranego na nią deformacyjnego ciśnienia górotworu. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej nr 225, s. 285–298.
- Szczepaniak Z., Urbańczyk J. (1994): Sposoby ograniczania wyciskania spągu w wyrobiskach korytarzowych i komorowych. Prace Naukowe Instytutu Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej nr 65, s. 223–228.
- 309. Szczepaniak Z., Urbańczyk J. (1996): Analiza możliwości odprężenia skał w otoczeniu wyrobisk korytarzowych. VII Międzynarodowe Sympozjum Geotechnika, s. 201–211.
- 310. Szczepaniak Z., Urbańczyk J. (1998): Stateczność udostępniających wyrobisk korytarzowych w warunkach deformacyjnego ciśnienia górotworu na wykonaną w nich obudowę. Budownictwo Podziemne, s. 425–432.
- 311. Tadeusiewicz R. (1993): Sieci neuronowe. Warszawa, Akademicka Oficyna Wydawnicza RM.
- Tadolini S.C., Barczak T.M. (2004): Design Parameters of Roof Support Systems for Pre-Driven Longwall Recovery Rooms. SME Annual Meeting, Denver, s. 1–13.
- Tadolini S.C. i inni (2003): The Effect of Standing Support Stiffness on Primary and Secondary Bolting Systems. Proceedings of the 22nd International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 300–307.
- 314. Tajduś A., Cała M. (1999): Określenia parametrów obudowy wyrobisk korytarzowych w oparciu o obliczenia numeryczne. W: Geotechnika w górnictwie i budownictwie specjalnym. Kraków, Wydaw. AGH, s. 253–265.
- 315. te Kook J. (1983): Vorausberechnung der Konvergenz in Gesteinsstrecken. Glückauf 119 Nr 9, s. 429–433.
- 316. te Kook J. (1986): Konvergenzvorausberechnung und Ausbaubemessung für Gesteinsstrecken. Glückauf-Forschungshefte 47 Nr 3, s. 112–119.
- 317. te Kook J. (1992): Verformungsverhalten einer einseitig genutzten Abbaustrecke bei Unterbauung. Glückauf 128 No. 3, s. 174-178.
- Thissen U., Pepers M., Ustun B., Melssen W.J., Buydens L. (2004): Comparing support vector machines to PLS for spectral regression applications. Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems No 73, s. 169–179.
- Thomas R. (2007): Roadway Strata Management in the New South Wales Underground Coal Mining Industry. 26th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 113–121.
- Thomas R., Wagner C. (2006): Main gate roof support design and management during longwall retreat in the Australian coal industry. 25th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 191–197.
- 321. Tönjes B., Werner H., Mehlmann W. (2000): Kombiausbaustrecke auf dem Bergwerk Ewald/Hugo. Glückauf 136 Nr 110, s. 40–46.
- 322. Torano J., Rodríguez Díez R., Rivas Cid J.M., Casal Barciella M.M. (2002): FEM modeling of roadways driven in a fractured rock mass under a longwall influence. Computers and Geotechnics

No 29, s. 411-431.<u>http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6V2C-45C1S94-</u>

<u>1&_user=3030566&_rdoc=1&_fmt=&_orig=search&_sort=d&view=c&_version=1&_ur</u> <u>1Version=0&_userid=3030566&md5=8e11d3cfdb8428818e11d7e0a41fb156 - affa</u>

- 323. Turek W. (2001): Drążenie wyrobisk korytarzowych w obudowie kotwiowej z dużym postępem w kopalniach australijskich. Konferencja naukowo-techniczna: Nowoczesne Technologie Górnicze, Gliwice–Ustroń, s. 496–487.
- 324. Turek M. (2003): Koncentracja produkcji w odniesieniu do robót przygotowawczych i eksploatacyjnych. Wiadomości Górnicze nr 6, s. 260–266.
- 325. Turek M. (2007): Techniczna i organizacyjna restrukturyzacja kopalń węgla kamiennego. Katowice, Wydaw. GIG, s. 261–262.
- 326. Ustun B., Melssen W.J., Buydens L. (2006): Facilitating the application of Support Vector Regression by using a universal Pearson VII function based kernel. Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems No 81, s. 29–40.
- 327. Vapnik V.N. (1995): The Nature of Statistical Learning Theory. Berlin, Springer-Verlag.
- 328. Vapnik V. (1998): Statistical Learning Theory. New York, John Wiley & Sons.
- 329. Vapnik V., Chervonenkis A.Y. (1971): On the uniform convergence of relative frequencies of events to their probabilities. Theory Probability Appl. No 16, s. 264–280.
- 330. Vapnik V., Chervonenkis A.Y. (1991): The necessary and sufficient conditions for consistency in the empirical risk minimization method. Pattern Recognition. Image Anal. No 1, s. 283–305.
- 331. Whittles D.N., Reddish D.J., Lowndes I.S. (2007): The development of a coal measure classification (CMC) and its use for prediction of geomechanical parameters. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences No 44, s. 496–513.
- 332. Wilson A.H. (1981): Stress and Stability in Coal Ribsides and Pillars. Proceedings of the 1st International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, s. 1–12.
- 333. Winkel R. (2003): The road forward. Australia's Longwalls No 9, s. 23-28.
- 334. Witten I., Frank E. (2005): Data Mining: Practical Machine Learning Tools and Techniques. San Francisco, ELSEVIER.
- 335. Witthaus H., Adams M., Junker M. (2000): Die ausbautechnische Planung für vorbauartig und doppelt genutzte Ankerstrecken. Glückauf 136 Nr 1/2, s. 35–40.
- 336. Yasitli N.E., Unver B. (2005): 3D numerical modeling of longwall mining with top-coal caving. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences No 42, s. 219–235.
- 337. Yavuz M., Iphar M., Aksoy M., Once G. (2003): Evaluation of floor heaving in galleries by numerical analysis. Application of Computers and Operations Research in the Minerals Industries, South African Institute of Mining and Metallurgy, s. 185–189.
- 338. Zakrzewski M., Orłoś Z (1964): Poradnik Inżyniera Mechanika. Tom pierwszy: Zagadnienia ogólnotechniczne, rozdział XI: Wytrzymałość materiałów. Katowice, Wydaw. WNT, s. 758–912.
- 339. Zasadni W., Ficek J. (2005): Doświadczenia kopalni "Jankowice" w prowadzeniu ścian z wyrobiskami w obudowie kotwiowej. Wiadomości Górnicze nr 1, s. 19–28.
- 340. Zimonczyk J., Kiełkowski A., Schöpp W. (2004): Technologia wykonawstwa odrzwi ŁP z podpornością wstępną w oparciu o doświadczenia kopalni "Borynia". Przegląd Górniczy nr 10, s. 23-27.
- 341. Zimonczyk J., Kiełkowski A., Schöpp W. (2006): Doświadczenia kopalni "Borynia" w utrzymywaniu chodników przyścianowych za frontem eksploatacji, w jednostronnym otoczeniu zrobami. Przegląd Górniczy nr 5, s. 5–14.
- 342. Zimonczyk J., Tytko J., Mąka B., Pierchała J., Głuch P. (2006): Doświadczenia ze wzmacniania obudowy podporowej podciągiem zespolonym kotwionym do stropu kotwiami strunowymi. Materiały seminaryjne: Nowoczesne Technologie Górnicze, Ustroń, s. 192–204.
- 343. Zipf R.K. (2006): Numerical Modeling Procedures for Practical Coal Mine Design. Proceedings of the 41st U.S. Rock Mechanics Symposium, Golden, s. 1–11.
- 344. Zorin A.N., Khalimendik Yu.M., Kolesnikov V.G. (2001): Mechanics of rock mass destruction and implementation of its energy for production of mineral resources. Moscow, NEDRA.
- 345. Zorychta A., Surma A., Stasica J. (1998a): Wpływ przemieszczającego się frontu eksploatacyjnego na kształtowanie się przemieszczeń stropu w wyrobiskach prowadzonych w samodzielnej obudowie kotwiowej. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 10, s. 4–9.

- 346. Zorychta A., Surma A., Stasica J. (1998b): Wpływ przemieszczającego się frontu eksploatacyjnego na kształtowanie się rozwarstwień stropu w wyrobiskach prowadzonych w samodzielnej obudowie kotwiowej. Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie nr 11, s. 5–15.
- 347. Zyzak A. (1979): Wzmocnienie chodników przyścianowych ścian zawałowych za pomocą kotwi wklejanych. Przegląd Górniczy nr 9, s. 363–367.
- 348. Żywirski K. (1984): Przegląd metod poprawy utrzymania chodników na dużych głębokościach i w polach zagrożonych tąpaniami. Prace GIG, Seria dodatkowa.