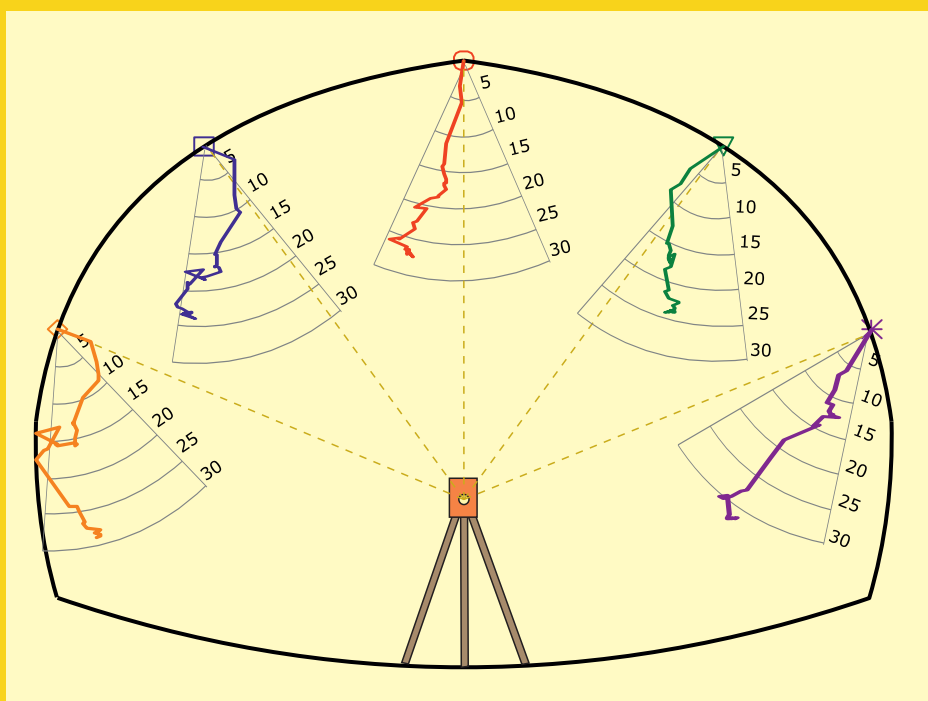


Piotr Małkowski
Zbigniew Niedbalski
Łukasz Bednarek

MONITORING STATECZNOŚCI WYROBISK GÓRNICZYCH I TUNELOWYCH



WYDAWNICTWA AGH

KRAKÓW 2026

**Piotr Małkowski
Zbigniew Niedbalski
Łukasz Bednarek**

**MONITORING STATECZNOŚCI
WYROBISK GÓRNICZYCH
I TUNELOWYCH**



WYDAWNICTWA AGH

KRAKÓW 2026

Wydawnictwa Akademii Górniczo-Hutniczej im. Stanisława Staszica w Krakowie

© Wydawnictwa AGH, Kraków 2026

ISBN 978-83-68219-88-3 (print)

ISBN 978-83-68219-89-0 (PDF)

Creative Commons Uznanie autorstwa 4.0 Międzynarodowa (CC BY 4.0)

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/deed.pl>

<https://doi.org/10.7494/978-83-68219-89-0>

Recenzenci: *dr hab. inż. Stanisław Duży, prof. em. PŚ*
prof. dr hab. inż. Waldemar Korzeniowski

Redakcja naukowa: *dr hab. inż. Zbigniew Niedbalski, prof. AGH*

Afiliacja autorów i redaktora naukowego
Akademia Górniczo-Hutnicza
Wydział Inżynierii Łądowej i Gospodarki Zasobami
Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki
al. A. Mickiewicza 30
30-059 Kraków

Opracowanie redakcyjne i korekta: *Joanna Ciągala*

Skład: *ANDRE*

Projekt okładki: *Autorzy*

Wydawnictwa AGH
al. A. Mickiewicza 30, 30-059 Kraków
tel. 12 617 32 28, 12 636 40 38
e-mail: redakcja@wydawnictwoagh.pl
www.wydawnictwo.agh.edu.pl

Spis treści

1. Wstęp	5
2. Znaczenie monitoringu wyrobisk górniczych i tuneli	7
3. Kontrola zachowania się górotworu	15
3.1. Zmiana wymiarów przekroju poprzecznego wyrobiska	15
3.2. Rozwarstwienia warstw skalnych	56
3.2.1. Rozwarstwieniomierze	56
3.2.2. Ekstensometry	75
3.2.3. Techniki światłowodowe	89
3.3. Zeszczelinowanie górotworu	98
3.3.1. Badania endoskopowe	98
3.3.2. Sonda aerometryczna	108
3.4. Zmiana naprężeń w otoczeniu wyrobiska	112
4. Pomiar obciążeń obudowy	119
4.1. Obciążenie obudowy podporowej	122
4.2. Obciążenie obudowy kotwowej	140
4.3. Obciążenie obudowy żelbetowej	171
4.4. Prototypowe metody określania obciążenia obudowy	180
5. Rekomendacje w zakresie prowadzenia monitoringu	185
Literatura	197

1. Wstęp

W celu pozyskiwania surowców na potrzeby komunikacyjne, przemysłowe czy badawcze wykonuje się rocznie na świecie dziesiątki tysięcy kilometrów obiektów podziemnych.

W każdej kopalni podziemnej zależnie od wielkości obszaru utrzymywanych jest 50–200 km wyrobisk korytarzowych. W jednej kopalni węgla kamiennego czy miedzi w Polsce drążonych jest rocznie od kilku do nawet kilkudziesięciu kilometrów wyrobisk korytarzowych. Długość istniejących wyrobisk podziemnych związana jest z liczbą czynnych kopalń oraz intensywnością i systemami wydobywania. Przykładowo w 2007 roku długość chodników w 34 kopalniach węgla wynosiła około 4000 km (Turek, 2007), a w samym tylko 2019 roku w kopalniach KGHM przybyło ponad 468 km wyrobisk górniczych, przede wszystkim eksploatacyjnych (netTG.pl Gospodarka i Ludzie, 2021). Z kolei w około 3400 kopalniach węgla w Chinach rocznie wykonywanych jest w przybliżeniu 12 000 km wyrobisk (Su et al., 2022).

Podstawowym sposobem zabezpieczenia wyrobisk korytarzowych jest stosowanie obudowy podporowej lub kotwowej. W szybach i podszybiach aktualnie często stosuje się obudowy stalowo-betonowe lub kotwowo-betonowo-stalowe, a obudowa żelbetowa jest najczęściej obudową panelową. Obudowa żelbetowa monolityczna znajduje zastosowanie głównie w tunelach. Obudowa kotwowa komór stosowana jest w kopalniach rud czy soli, rzadko w kopalniach węgla. Zmieniające się warunki geologiczno-górnictwa, w tym tektonika, oraz wzrastająca głębokość eksploatacji powodująca coraz wyższe naprężenia pierwotne skutkują tym, że konstrukcje obudowy muszą być ciągle modyfikowane, aby zapewnić bezpieczeństwo załóg oraz funkcjonalność wyrobisk.

Liczba drążonych tuneli w Polsce jest znacznie mniejsza w stosunku do wyrobisk górniczych, jednakże od kilku lat zauważalna jest tendencja wzrostowa. Obecnie w Polsce istnieje ponad 11 km tuneli drogowych i 157 km kolejowych. W budowie jest kolejnych 16 km tuneli drogowych, a w planie 10 km (Chylička, 2022). Dodatkowo funkcjonują w Warszawie dwie linie metra, a w planach są kolejne. W Japonii długość czynnych tuneli drogowych przekracza 5000 km i co roku przybywa kilkadziesiąt nowych, choć ich długość wynosi zwykle nie więcej niż 500 m (Arba, 2025).

Obudowa tuneli, zależnie od technologii wykonania, składa się przeważnie z tor-kretu lub żelbetu. W przypadku obudowy wstępnej stosuje się beton natryskowy wzmocniany siatkami stalowymi lub polimerowymi, dźwigarami kratowymi i kotwami. Całość stanowi konstrukcję sztywną, mającą zapewnić bezpieczeństwo w trakcie drażenia tunelu i po jego oddaniu do użytkowania.

Utrzymanie każdego wydrążonego wyrobiska oznacza, że w danym okresie można go bezpiecznie użytkować. Z uwagi na złożoność konstrukcji oraz warunki, w jakich są wykonywane, nie jest to możliwe bez prowadzenia na bieżąco monitoringu zachowania się górotworu i założonej obudowy podczas wykonywania obiektu podziemnego oraz w trakcie jego użytkowania. Dotyczy to zarówno wyrobisk krótkotrwałych, jak i długo-trwałych, choć kryteria oceny są wówczas zupełnie inne.

2. Znaczenie monitoringu wyrobisk górniczych i tuneli

W przypadku zarówno podziemnych wyrobisk górniczych, jak i tunelowych podstawowym problemem jest zapewnienie ich stateczności. Stateczność jest rozumiana jako utrzymanie funkcjonalności wyrobiska przez określony okres. W przypadku wyrobisk górniczych są to cele transportowe, odstawcze, wentylacyjne, odwadniające i związane z eksploatacją kopaliny. Tunele z kolei pełnią funkcje: komunikacyjne, hydrotechniczne oraz – te o mniejszych średnicach – kanalizacyjne, wodociągowe i energetyczne. Dla każdego wyrobiska podziemnego oraz jego konstrukcji ustalone są z góry funkcjonalne wymiary krytyczne, które na skutek ruchów górotworu nie mogą zostać utracone. W celu prawidłowego i efektywnego utrzymania tych wyrobisk oraz optymalizacji na bieżąco stosowanych metod projektowych i schematów obudowy niezbędne jest prowadzenie ich kontroli.

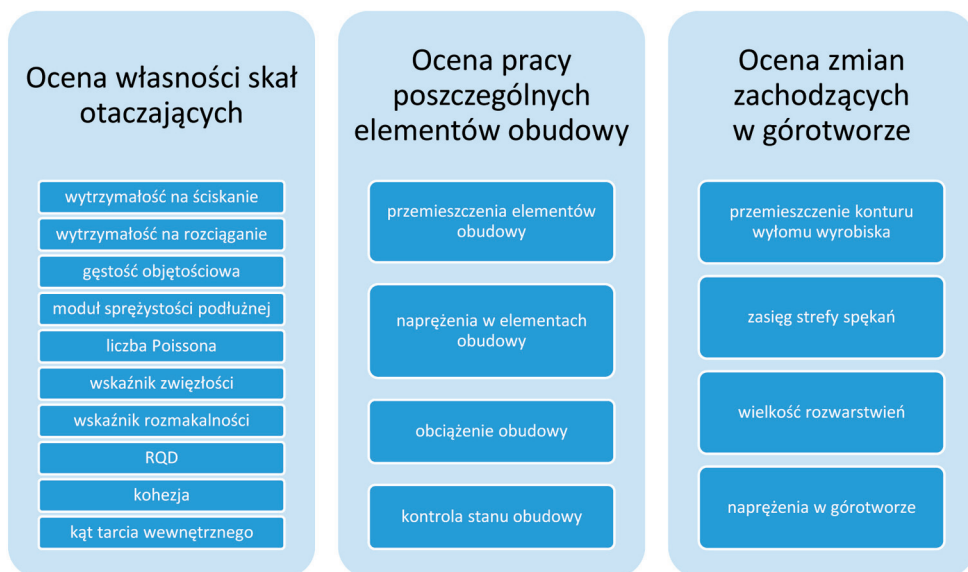
Monitoring powinien być prowadzony w trzech zakresach (rys. 2.1):

- 1) oceny własności skał i górotworu wokół wyrobiska podziemnego,
- 2) zjawisk zachodzących w górotworze,
- 3) charakterystyki pracy poszczególnych elementów obudowy.

Takie podejście do monitoringu jest niezwykle ważne, ponieważ zjawiska zachodzące w górotworze są symptomami zachowań, jakich można się spodziewać na konturze wyrobiska oraz w elementach obudowy. Jednocześnie kontrola pracy konstrukcji obudowy jest nie tylko podstawą do oceny jej wyężenia, ale jednocześnie weryfikacją przyjętego schematu obudowy, a w efekcie – stosowanej metody projektowania (Kidybiński, 1982; Majcherczyk et al., 2006a, 2015; Małkowski i Niedbalski, 2019; da Gama et al., 2020; Małkowski et al., 2020a). Weryfikację taką można przeprowadzić tylko w odniesieniu do zaplanowanego wcześniej systemu monitoringu, który powinien być dostosowany do:

- rodzaju obudowy – na przykład kotwowa, podporowa, powłokowa, wzmocniana dodatkowymi elementami (np. stojaki, kaszty);
- typu ośrodka skalnego – blokowy, uwarstwiony, rozdrobniony;

- własności geomechanicznych górotworu – głównie wytrzymałościowych, odkształceniowych, hydromechanicznych;
- możliwości technicznych – dostępu do sieci telemetrycznej, posiadanych lub dostępnych urządzeń pomiarowych, rodzaju występujących zagrożeń ograniczających możliwość zastosowania wybranych typów urządzeń pomiarowych;
- czasu istnienia wyrobiska oraz jego funkcji.



Rys. 2.1. Monitoring wyrobisk korytarzowych (Niedbalski, 2014)

Jednocześnie, jak podkreślają w swoich pracach autorzy z Politechniki Śląskiej (Chudek et al., 2012; Duży, 2012; Duży i Cholewa, 2019), utrzymanie stateczności wyrobiska podziemnego zaczyna się od dobrego zaprojektowania wyrobiska, w tym szczegółowego rozpoznania warunków geologiczno-górnich, a następnie dokładnego wykonania wyłomu i precyzyjnego montażu obudowy przy zastosowaniu dobrej jakości materiałów. Dopiero ostatnim etapem warunkującym właściwe utrzymanie wyrobiska jest jego monitoring, którego rodzaj i zakres powinny zależeć od aktualnego stanu technicznego oraz przydatności ruchowej (Duży i Cholewa, 2019). Należy podkreślić, że w górotworze występuje zawsze zmienność warunków drażenia wyrobiska, stąd zachowanie się samych skał otaczających oraz jakość wykonania i warunki współpracy obudowy z górotworem wzdłuż wybiegu chodnika są także zawsze zróżnicowane (Chudek et al., 2012). Monitoring jest zatem niezbędny także do wychwycenia różnic zachowania się górotworu i obudowy w strefach osłabionych lub wskazania odcinków wyrobiska, gdzie obudowa nie została zainstalowana prawidłowo.

Kontrola górotworu w przypadku kopalń podziemnych w pierwszej kolejności dotyczy przede wszystkim samodzielnej obudowy kotwowej. Jak wykazują badania amerykańskie prowadzone przez NIOSH (National Institute of Health and Safety), wskaźnik wypadkowości w przypadku wyrobisk, w których zastosowano obudowę kotwową, jest około siedmiokrotnie większy niż w przypadku wyrobisk z obudową podporową (Molinda et al., 2001). W polskich kopalniach węgla obudowę kotwową szerzej stosowano od początku lat 90. XX wieku. Ze względu na doświadczenia innych krajów w tym zakresie obudowa tego typu zawsze była kontrolowana przez pomiary konwergencji wyrobisk, rozwarstwień wybranych stref ośrodka skalnego i obciążeń kotew. Metody kontroli regulowało *Rozporządzenie Ministra Przemysłu i Handlu z dnia 14 kwietnia 1995 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy, prowadzenia ruchu oraz specjalistycznego zabezpieczenia przeciwpożarowego w podziemnych zakładach górniczych* (Dz.U. 1995 nr 67, poz. 342) i załącznik nr 2 do tegoż rozporządzenia pt. *Zasady projektowania, wykonywania oraz kontroli obudowy kotwowej w zakładach górniczych wydobywających węgiel kamienny*. Zapisano w nim, że „stosowanie obudowy kotwowej wymaga wnikliwej i systematycznej kontroli” (§196, ust. 1, pkt 5). W załączniku 2 zapisano, że „rozmieszczenie stanowisk pomiarowych i ich wyposażenia oraz częstotliwość pomiarów powinny być częścią projektu obudowy kotwowej, a w wyrobisku o długości przekraczającej 100 m i żywotności dłuższej od 3 miesięcy powinno być wyznaczone co najmniej jedno stanowisko pomiarowe”. Podano także zapis o zalecanych metodach pomiarów:

- rozwarstwień skał stropowych (rozwarstwieniomierz wielopoziomowy),
- obciążeń kotew (w zależności od potrzeb),
- konwergencji przekroju poprzecznego wyrobiska (w zależności od potrzeb).

Dodano także komentarz, że „kontrola okresowa obejmuje badania nośności kotew w ilości co najmniej 0,5–1% (według uznania projektanta) ogólnej liczby zainstalowanych kotew stropowych w wyrobisku oraz badania na stanowiskach pomiarowych”, a także rozsądną uwagę inżynierską, że „usytuowanie elementów pomiarowych w przekroju wyrobiska powinno uwzględnić aktualne i przyszłe wyposażenie wyrobiska dla zapewnienia stałego do nich dostępu”. W punkcie 9.4 wyżej wymienionego rozporządzenia zapisano także, że „służba mierniczo-geologiczna jest odpowiedzialna za bieżące kartowanie geologiczne wyrobisk oraz analizę warunków geologiczno-górnicznych”, a więc sformułowano dodatkowy obowiązek kontroli stanu górotworu.

W kolejnych przepisach – *Rozporządzeniu Ministra Gospodarki z dnia 28 czerwca 2002 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy, prowadzenia ruchu oraz specjalistycznego zabezpieczenia przeciwpożarowego w podziemnych zakładach górniczych* i załączniku nr 3 dotyczącym obudowy kotwowej (Dz.U. 2002 nr 139, poz. 1169) – zapisy dotyczące kontroli obudowy kotwowej i zakresu monitoringu generalnie pozostały bez zmian.

Jednakże w najnowszym akcie, *Rozporządzeniu Ministra Energii z dnia 23 listopada 2016 r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących prowadzenia ruchu podziemnych zakładów górniczych* (Dz.U. 2017 poz. 1118), obszerne wytyczne zostały skrócone do zaledwie jednego paragrafu. W części dokumentu poświęconej doborowi obudowy kotwowej lub kotwowo-podporowej (§125, ust. 4) napisano tylko, że dokonuje go „kierownik działu górniczego na podstawie projektu opracowanego przez rzeczoznawcę, zawierającego w szczególności [...] sposób instalowania i rozmieszczenia wskaźników rozwarstwień” (ust. 4e). Zatem formalnie nie ma obowiązku kontrolowania górotworu inaczej niż poza pomiarem rozwarstwień, ale nie jest obecnie określone, w jaki sposób należy takie badania wykonywać. W omawianych przepisach w §121, ust. 1 znajduje się natomiast lakoniczny zapis, że „częstotliwość kontrolowania stanu obudowy wyrobisk jest określana przez kierownika działu górniczego”. Obowiązujące rozporządzenie uznaje zatem konieczność prowadzenia kontroli każdej obudowy wyrobiska, natomiast w ogóle nie precyzuje, jak ta kontrola ma wyglądać, pozostawiając te decyzje w gestii kierownika działu górniczego.

W innych punktach wspomnianego rozporządzenia z 2017 roku nie ma zapisów o metodach i zakresie kontroli obudowy podporowej. Stanowi to główny problem formalny związany ze zobowiązaniem kopalń do wykonywania kontroli stanu obudowy podporowej lub podporowo-kotwowej wyrobisk podziemnych, wykraczającej poza wizualną obserwacją zachowania się górotworu i obudowy. Powyższy temat jest o tyle istotny, że choć w kopalniach węgla w Polsce zasadniczą obudową była i jest obudowa podporowa, to jednak w przypadku chodników przyścianowych praktycznie zawsze jest ona wzmocniana kotwami. Jest to zatem obudowa podporowo-kotwowa. Monitorowanie pracy obudowy podporowej jest sporadyczne ze względu na jej osłonowy charakter, jednakże praca obudowy mieszanej powinna być monitorowana. Inaczej jest w podziemnych kopalniach węgla kamiennego w RPA, Australii czy USA, gdzie w wyrobiskach korytarzowych stosuje się prawie wyłącznie samodzielną obudowę kotwową.

Należy podkreślić, że sytuacja taka jest wysoce nieefektywna w aspekcie wprowadzania nowych schematów lub elementów obudowy czy też konstrukcji kotew lub obudowy podporowej, bowiem nie ma możliwości ilościowej oceny zmian zachodzących w górotworze i w samej obudowie w określonych warunkach górniczo-geologicznych. Biorąc pod uwagę stosowane powszechnie w polskim górnictwie węglowym metody łączenia odrzwi obudowy ŁP z kotwami – na przykład w postaci przykotwienia łuków stropnicowych za pomocą pary lub dwóch par kotew, kotwienia międzyodrzwiowego lub też przykotwienia podciągów stalowych – konieczność prowadzenia monitoringu i udoskonalania jego metod w celu wskazania najbardziej efektywnych schematów obudowy należy uznać za oczywistą.

Należy dodać, że monitoring wskazany jest nie tylko w trakcie wdrażania nowych typów zabezpieczania wyrobisk, ale także w wyrobiskach, gdzie spodziewane są duże

wartości obciążeń obudowy, na przykład: w wyrobiskach zlokalizowanych w sąsiedztwie zaburzeń tektonicznych, w wyrobiskach poddanych wpływowi eksploatacji pokładów systemem z zawałem stropu, w wyrobiskach utrzymywanych za frontem eksploatacyjnym (np. za frontem ściany) lub też w samych wyrobiskach przodkowych i ścianowych, a także w wyrobiskach korytarzowych utrzymywanych w długim okresie.

Ciekawy jest fakt, że zapisy dotyczące kontroli wyrobisk podziemnych znalazły się w *Rozporządzeniu Ministra Zdrowia z dnia 21 sierpnia 2006 r. w sprawie określenia wymagań, jakim powinny odpowiadać zakłady i urządzenia lecznictwa uzdrowiskowego* (Dz.U. 2006 nr 161, poz. 1142). W §13 napisano, że: „prace zabezpieczające prowadzone w urządzonym podziemnym wyrobisku górniczym powinny być wykonane na podstawie: 1) pomiarów zamontowanych rozwarstwieniomierzy, 2) pomiarów konwergencji pionowej i poziomej”. Zatem dokument ten jasno określa, jaki rodzaj pomiarów powinien być prowadzony w celu oceny stateczności wyrobiska i warunków bezpiecznego przebywania w nim kuracjuszy.

Warunki techniczne oraz usytuowanie tuneli określa *Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie* (Dz.U. 2000 nr 63, poz. 735). Rozporządzenie to zalicza tunel do drogowych obiektów inżynierskich wraz z mostami, przepustami i konstrukcjami oporowymi. We wspomnianym dokumencie mowa jest o zaprojektowaniu i wykonaniu konstrukcji tunelu w taki sposób, aby zapewnione było nieprzekroczenie stanów granicznych nośności (SGN) i użytkowania (SGU) każdego elementu i całej konstrukcji. Takie podejście także realizowane jest często w podziemnych wyrobiskach górniczych (Chudek et al., 2012; Duży, 2012, 2103a). Wyżej wymienione rozporządzenie wyjaśnia pojęcie przekroczenia stanu granicznego nośności, rozumianego jako stan, który zachodzi wówczas, gdy „konstrukcja obiektu powoduje zagrożenie bezpieczeństwa budowli i jego użytkowania”. Wymienione są tu konkretne przypadki, takie jak:

- utrata stateczności lub stateczności sprężystej,
- zmiana układu geometrycznie niezmiennego w układ geometryczny zmienny,
- zniszczenie elementu,
- przekroczenie określonych naprężeń prowadzące do uplastycznienia, poślizgów lub niebezpiecznego rozwarcia rys.

Z kolei przekroczenie stanu granicznego użytkowania we wspomnianym rozporządzeniu określono jako niedotrzymanie wymagań użytkowych dotyczących konstrukcji – w tym przypadku tunelu. Przez przekroczenie stanu użytkowania rozumie się nadmierne ugięcie, zarysowania, nadmierne drgania oraz drgania własne o częstotliwości mniejszej niż 3 Hz. Należy zwrócić uwagę, że w przywołanym rozporządzeniu nie wspomniano, w jaki sposób monitorować zarówno stan granicznej nośności, jak i użytkowania.

Natomiast w *Rozporządzeniu Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadawienia obiektów budowlanych* (Dz.U. 2012 poz. 463) mowa jest o projekcie geotechnicznym, w którym powinien zostać określony sposób monitoringu obiektu budowlanego. Zgodnie z tym dokumentem projekt geotechniczny sporządzony na podstawie polskich norm: PN-EN 1997-1: *Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne* i PN-EN 1997-2: *Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego* powinien zawierać (§10, pkt 10) „określenie zakresu niezbędnego monitorowania wybudowanego obiektu budowlanego, obiektów sąsiadujących i otaczającego gruntu, niezbędnego do rozpoznania zagrożeń mogących wystąpić w trakcie robót budowlanych lub w ich wyniku oraz w czasie użytkowania obiektu budowlanego”. Omawiany dokument wskazuje, że w odniesieniu do tunelu jako obiektu budowlanego system monitoringu powinien być opracowany w sposób kompleksowy.

Temat systemu monitoringu konstrukcji budowlanej można znaleźć również w instrukcji nr 443/2009 opracowanej przez Instytut Techniki Budowlanej pod redakcją Witakowskiego (2009). W instrukcji tej mowa jest o monitoringu już w trakcie realizacji obiektu w celu zapobieganiu dwóm podstawowym zagrożeniom, jakimi są utrata tzw. monolityczności i stateczności. Ze względu na stosowanie w budownictwie przede wszystkim monolitycznych konstrukcji betonowych utrata monolityczności rozumiana jest jako spękanie takiej konstrukcji i przerwanie jej ciągłości. Zagrożenia utraty nośności i stateczności pojawiają się również w fazie eksploatacji, co zgodnie z instrukcją również należy monitorować. Instrukcja zwraca uwagę na to, że nośność i stateczność konstrukcji, stanowiące podstawowe wymagania przewidziane w prawie budowlanym, nie mają swojego odzwierciedlenia w ustawowym systemie monitoringu.

Jeżeli chodzi o tunele, nie ma wprawdzie jednoznacznych rozporządzeń odnoszących się do monitoringu, jednak w lipcu 2023 roku Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad opublikowała na swoich stronach *Opis potrzeb i wymagań dla projektowania tuneli* (GDDKiA, 2023). Autorzy dokumentu na podstawie zdobytych w ostatnich latach doświadczeń podają pewne szczegóły dotyczące rozpoznania ośrodka skalnego, warunków i technik drążenia oraz monitoringu. Dokument powstał ze względu na coraz większą liczbę planowanych inwestycji tunelowych w Polsce w najbliższym czasie. Zawiera między innymi zapis o tym, że wykonawca zobowiązany jest przez cały okres realizacji robót prowadzić monitoring geotechniczny pod powierzchnią terenu, który ma obejmować pomiary deformacji masywu skalnego. W dokumencie nie sprecyzowano jednak, jakie metody mają być stosowane. Wskazano natomiast, że monitoring konstrukcji obudowy ma obejmować:

- pomiar i kontrolę geometrii – minimum 6 punktów pomiarowych w przekroju,
- naprężenia w konstrukcji – minimum 4 punkty pomiarowe w przekroju,
- odkształcenia betonu konstrukcji – w miejscach pomiaru naprężenia.

Dokument ten nakłada także na wykonawcę obowiązek wykonania projektu i instalacji systemu monitoringu konstrukcji tunelu, a także stworzenia platformy online, która będzie automatycznie aktualizować dane pomiarowe. Wskazane jest także, aby z każdej z naw tunelu wybrać minimum pięć przekrojów reprezentatywnych, wśród których znajdzie się najniżej położony, oraz przekroje w miejscu przejazdu awaryjnego i wyjścia ewakuacyjnego lub innych uznanych za „wrażliwe”.

Należy jednak podkreślić, że określenie bieżącego stanu podziemnego wyrobiska korytarzowego w kopalniach bardzo często sprowadza się do wzrokowej oceny zmian jego przekroju i kształtu. Jeżeli zachodzi potrzeba, to prowadzi się pomiary zmian konwergencji, wypiętrzenia spągu lub zsuwów na połączeniach łuków obudowy podatnej (jeśli taka jest stosowana). Jednakże – zwłaszcza w kopalniach – monitoring wyrobisk podziemnych z wykorzystaniem odpowiedniej aparatury nie jest często prowadzony ze względu na wiele ograniczeń, takich jak:

- niejednorodność górotworu,
- różnorodność sytuacji górniczej,
- czasochłonność,
- koszty,
- wąski zakres możliwości stosowanych urządzeń,
- warunki środowiskowe,
- krótki okres istnienia wyrobisk,
- trudności z właściwą interpretacją wyników.

W przypadku wyrobisk tunelowych prowadzenie monitoringu jest obligatoryjne, ponieważ ze względu na zastosowanie konstrukcji betonowo-kotwowej lub stalowo-betonowej bezpieczne i dopuszczalne przemieszczenia konturu są bardzo małe. Pomimo pewnych wytycznych zakres monitoringu zależy od decyzji projektanta, a także możliwości finansowych i technicznych inwestora oraz wykonawcy.

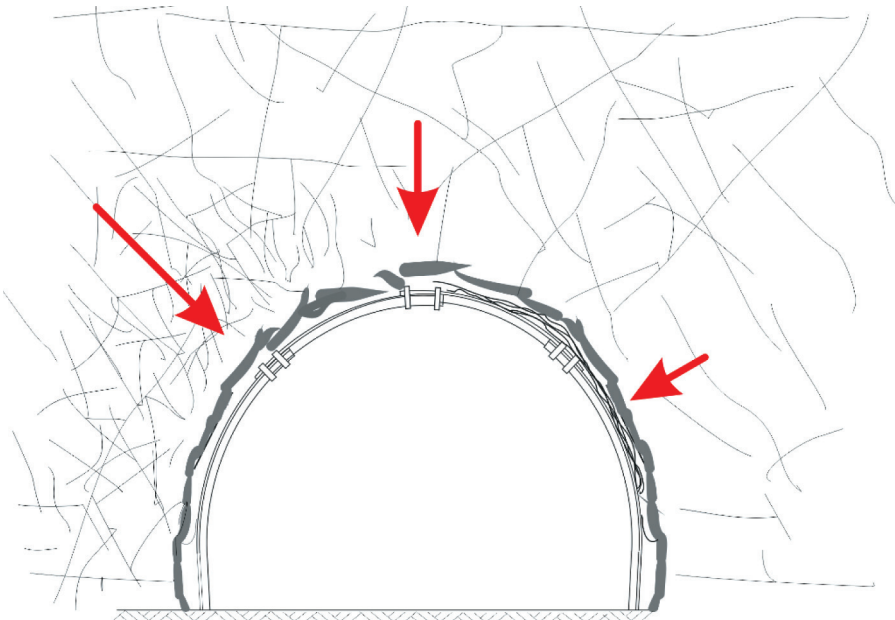
Należy przy tym zauważyć, że w odniesieniu do każdego drążonego wyrobiska podziemnego każdorazowo należy wskazać takie techniki i urządzenia pomiarowe, które dostosowane będą do rodzaju obudowy i warunków geologicznych, a w przypadku wyrobisk kopalnianych – warunków geologiczno-górnictwowych. Urządzenia muszą zatem spełniać wymogi dotyczące zakresu pomiarowego, dokładności pomiaru i warunków pracy oraz umożliwiać ich zintegrowanie w jeden wspólny system odczytowy (Małkowski, 2017). Ponadto pomiary powinny być wykonywane tą samą metodą pomiarową (urządzeniem odczytowym) i z tą samą dokładnością (Duży, 2013a, 2013b). Właściwe rozmieszczenie sensorów stanowi kluczowy element skutecznego monitoringu, ponieważ warunkuje uzyskanie reprezentatywnych danych o zachowaniu górotworu i obudowy, niezbędnych do oceny stateczności wyrobiska oraz bezpieczeństwa jego użytkowania (Małkowski, 2017). Nie mniej ważnym elementem jest jasne i czytelne raportowanie

wyników monitoringu, najlepiej w formie wykresów lub kart pomiarowych (Duży, 2013c), a także wyznaczenie jednej osoby odpowiedzialnej za gromadzenie i przechowywanie wyników pomiarów (Małkowski, 2017). Ponadto można prowadzić szeroką diagnostykę obudowy, obejmującą pomiary korozji użytych materiałów i ubytków obudowy (np. betonowej) oraz analizę chemizmu wody dopływającej do wyrobiska (Chudek et al., 2012; Duży, 2013b; Duży i Cholewa, 2019).

3. Kontrola zachowania się górotworu

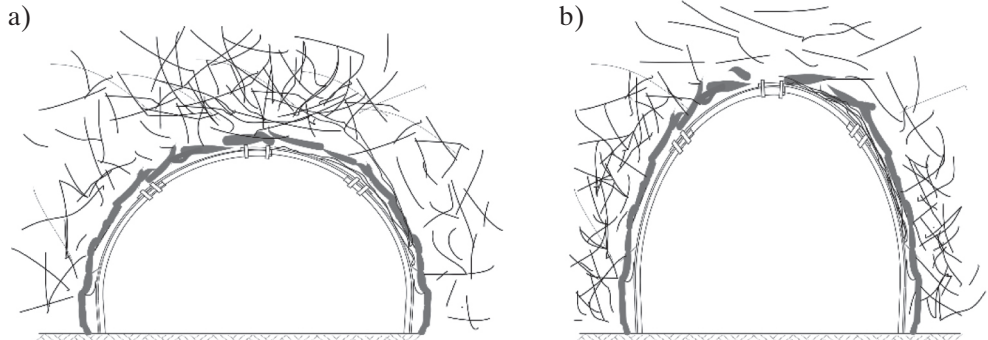
3.1. Zmiana wymiarów przekroju poprzecznego wyrobiska

Po wykonaniu wyrobiska skały w jego otoczeniu w różnym stopniu ulegają zniszczeniu i oddziałują na jego obudowę (rys. 3.1). Oddziaływanie to zależy między innymi od: naprężeń pierwotnych, własności geomechanicznych skał, głębokości zalegania, występowania zaburzeń geologicznych (fałdy, uskoki), a w przypadku wyrobisk górniczych dodatkowo od zaszczości eksploatacyjnych, bliskiego sąsiedztwa czynnych frontów eksploatacji i innych wyrobisk lub pozostawionych niewybranych części złoża. W wielu przypadkach w górotworze obserwuje się zatem stan równowagi chwiejnej.



Rys. 3.1. Niesymetryczne obciążenie obudowy wyrobiska

W wyniku dalszej propagacji spękań dochodzi do zwiększania objętości skał w otoczeniu wyrobiska podziemnego i zaciskania jego konturu – obniżenia warstw stropowych, wypiętrzania spągu oraz deformowania się ociosów (rys. 3.2). Intensywność zaciskania jest pochodną własności otaczającego górotworu oraz zastosowanej obudowy.

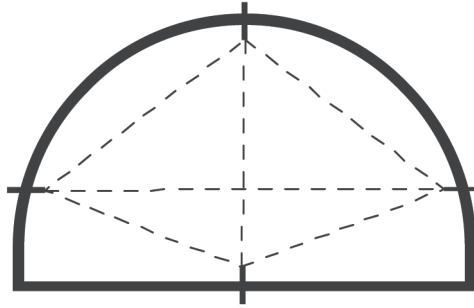


Rys. 3.2. Rozwój spękań wokół chodnika i jego zaciskanie:
a) w przypadku dominujących obciążeń pionowych obudowy;
b) w przypadku dominujących obciążeń poziomych obudowy

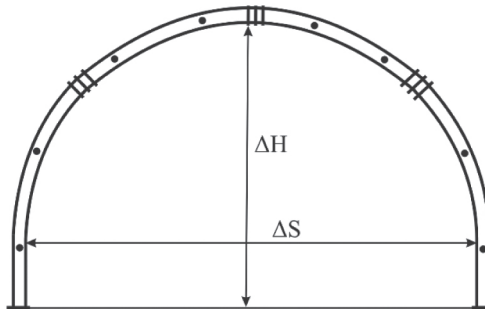
Najbardziej efektywnym i najprostszym sposobem kontroli stateczności wyrobiska, zarówno w trakcie jego drażenia, jak i w czasie jego późniejszego funkcjonowania, jest pomiar konwergencji. Pomiar ten obejmuje rejestrację przemieszczeń wybranych punktów w przekroju poprzecznym wyrobiska. Pomiary konwergencji wykonuje się zarówno w wyrobiskach górniczych (Stachowicz et al., 1995; Majcherczyk et al., 1999; Chmura i Migdas, 2001; Korzeniowski, 2006; Niełacny et al., 2008; Jendryś, 2009; Duży, 2013b; Liu H. et al., 2022), jak i w tunelach (Schubert i Steindorfer, 1996; Schubert et al., 2002; Fang, 2022; Ouyang et al., 2024). Głównym celem pomiarów jest ocena dynamiki zaciskania wyrobiska oraz analiza końcowych wartości zmniejszenia jego przekroju poprzecznego, w tym wypiętrzania spągu. Generalnie krytycznymi wartościami zmian są minimalne gabaryty ruchowe niezbędne do zapewnienia przejazdu maszyn lub prawidłowego funkcjonowania przenośników oraz minimalne wymiary przekroju wyrobiska zapewniające przepływ odpowiedniej ilości powietrza z wymaganą prędkością. Ze względu na wyposażenie wyrobiska w urządzenia o dużych gabarytach często ten drugi czynnik ma większe praktyczne znaczenie inżynierskie niż pierwszy. Duży (2012) zaznacza, że już przy 20-procentowej konwergencji wyrobiska wielkość użytkowa jego przekroju spada o 40%. Z kolei nadmierne, a zwłaszcza niesymetryczne, wypiętrzanie spągu powoduje utrudnienia transportu lub wręcz jego zatrzymanie, jeżeli odbywa się on na torowiskach.

W kopalniach węgla kamiennego, gdzie w większości wyrobisk stosowana jest obudowa podporowa, pomiary prowadzone są najczęściej w sposób klasyczny, czyli rejestruje się zmianę wysokości i szerokości w kilku przekrojach danego wyrobiska.

Pomiar może się odbywać pomiędzy specjalnie wbudowanymi w górotworze reperami (rys. 3.3) lub pomiędzy stałymi punktami znajdującymi się na obudowie wyrobiska (rys. 3.4). Jeżeli istnieje możliwość techniczna, to pomiary prowadzi się również wzdłuż obwodu wyrobiska. Zdecydowanie lepszym sposobem jest kontrola ruchów samego górotworu, bowiem kontrola punktów zaznaczonych na przykład na obudowie podporowej pokazuje w rzeczywistości ruch elementów obudowy, a nie samych skał otaczających wyrobisko.



Rys. 3.3. Pomiar konwergencji względem reperów zabudowanych w wyrobisku

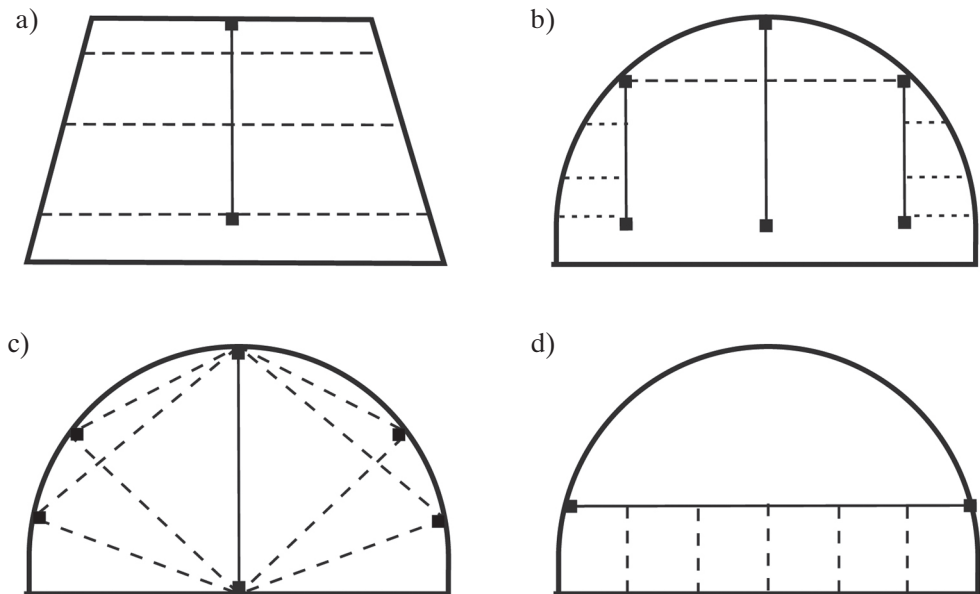


Rys. 3.4. Pomiar konwergencji względem stałych punktów zaznaczonych na obudowie wyrobiska

Pomiar zmian poprzecznych wyrobiska górniczego może się odbywać również w inny sposób, co zostało schematycznie pokazane na rysunku 3.5. Jednym z przykładów jest pomiar zmian szerokości wyrobiska przy użyciu jednego pionu (rys. 3.5a) lub trzech pionów (rys. 3.5b). W tym celu w określonym miejscu wyrobiska zamocowywany jest pion, względem którego prowadzone są pomiary kontrolne zmiany wysokości wyrobiska albo jego szerokości. Kolejny sposób to rejestracja zmian wymiarów poprzecznych wyrobiska za pomocą tzw. wcięć liniowych (rys. 3.5c). W tym przypadku punkty pomiarowe rozmieszczone są w kilku miejscach na obwodzie wyrobiska i z każdego punktu wykonuje się pomiar odległości pomiędzy pozostałymi punktami, co pozwala na kontrolę zmian wymiarów obwodu wyrobiska. Pomiar taki prowadzi się w wyrobiskach

o dużych gabarytach (np. w komorach, tunelach), gdy dostęp do wszystkich punktów na konturze jest niemożliwy, a wykonanie tylko jednego pomiaru zmiany wysokości lub szerokości nie daje pełnego obrazu deformacji całego wyrobiska.

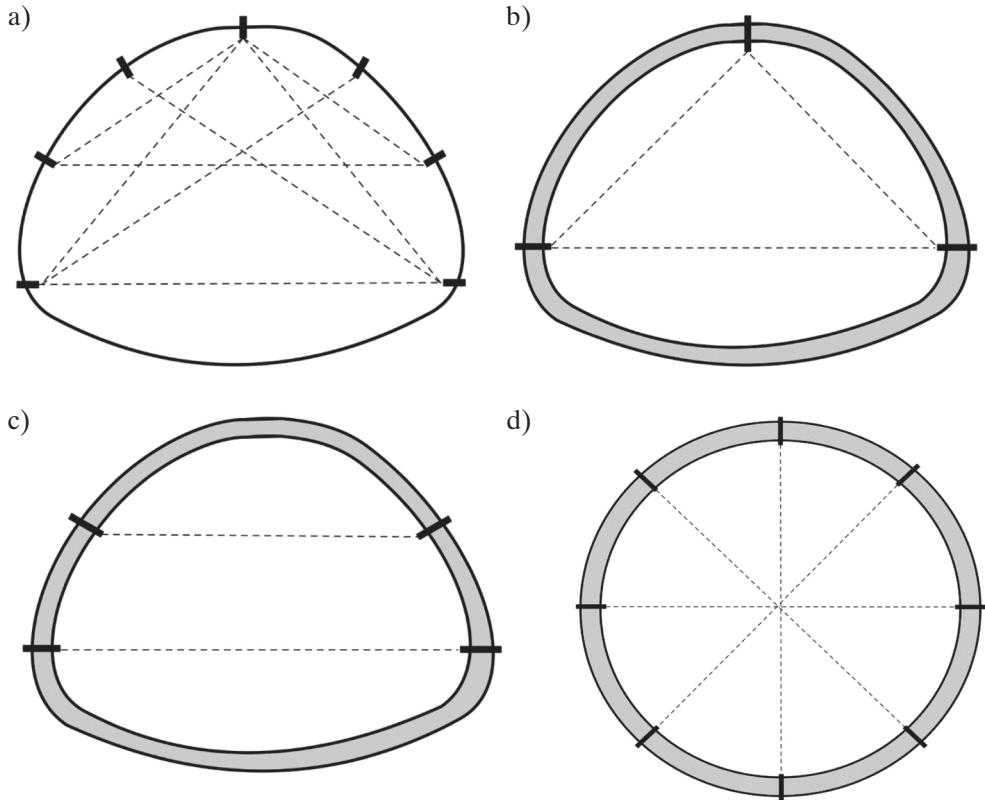
Bardzo popularnym sposobem kontroli intensywności wypiętrzenia spągu jest pomiar konwergencji pionowej wyrobiska (rys. 3.5d). W tym przypadku pomiędzy dwoma stałymi punktami (reperami) montowanymi w ociosach na wysokości 1,2–1,6 m rozciąga się linkę, na której w stałej odległości zaznacza się punkty (np. za pomocą farby albo znaczników). Z punktów tych wykonuje się domiar do spągu wyrobiska. W ten sposób kolejne kontrole pokazują zmianę kształtu i wielkości wypiętrzenia spągu w czasie. Większa liczba zaznaczonych punktów pomiarowych pozwala na dokładniejsze przedstawienie deformacji skał wokół wyrobiska.



Rys. 3.5. Typowe sposoby pomiaru zmian przekroju poprzecznego wyrobisk górniczych:
a) jednego pionu; b) trzech pionów; c) wcięć liniowych; d) wypiętrzenia spągu

W przypadku wyrobisk tunelowych, których przekrój poprzeczny jest znacznie większy niż 100 m^2 , oprócz typowego pomiaru zmian wysokości i szerokości (rys. 3.4) często prowadzi się pomiar wielopunktowy (rys. 3.6a). Nie instaluje się jednak reperów w spągu, bowiem tunel drążony metodą górniczą wykonywany jest z podziałem na fazy: kalotę, sztroś oraz spąg wybierany w późniejszym okresie, tj. po upływie kolejnych dni lub tygodni. Przy dużym opóźnieniu drążenia części środkowej (sztrośy) prowadzi się pomiar za pomocą trzech reperów (rys. 3.6b), mierząc zmianę szerokości wyrobiska oraz wymiarów od stropu do obu ociosów. Szerokie, spłaszczone tunele wykonywane

w dwóch fazach (część górna i dolna) kontrolowane są za pomocą dwóch poziomych linii pomiarowych: górnej i dolnej (rys. 3.6c). W przypadku wyrobisk kołowych drążonych pełnym przekrojem metodą TBM pomiar konwergencji odbywa się pomiędzy czterema – ośmioma punktami rozmieszczonymi na całym obwodzie tunelu (rys. 3.6d). Inne rozkłady punktów pomiarowych zostały przedstawione w pracy Ariznavarrey-Fernández et al. (2016).



Rys. 3.6. Typowe sposoby pomiaru konwergencji wyrobisk tunelowych:

- a) pomiar wielopunktowy;
- b) pomiar trzema reperami;
- c) pomiar liniami poziomymi;
- d) pomiar zmian obwodu tunelu o przekroju kołowym

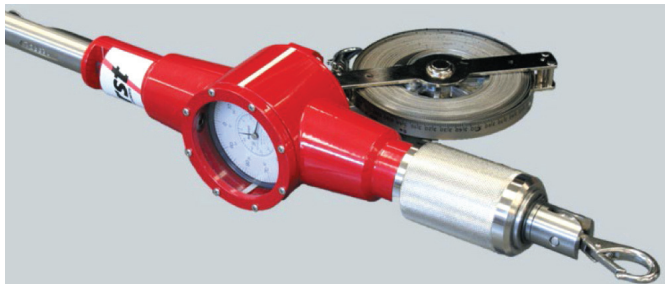
Kontrolę wymiarów poprzecznych wyrobiska można przeprowadzać przy użyciu bardzo bogatej obecnie bazy instrumentów mierniczych. Najprostszym i najczęściej używanym narzędziem stosowanym w tym celu jest taśma miernicza (rys. 3.7), jednakże dokładność przymiarów liniowych wynosi około 1–2 mm. W celu zwiększenia dokładności można wykorzystać także urządzenia mechaniczne – ekstensometry lub teleskopowe czujniki przemieszczeń, także ze stałym naciągami i z wbudowanymi śrubami mikrometrycznymi lub też zamocowaną suwmiarką (Janowska i Kwaśniak, 2015).

Przykładem takiego urządzenia jest ekstensometr taśmowy służący do pomiaru odległości pomiędzy przeciwległymi ociosami lub stropem i spągami wyrobiska, po zamocowaniu instrumentu do końcówek reperów. Urządzenie składa się ze stalowej taśmy perforowanej oraz czujnika elektronicznego lub zegarowego (rys. 3.8 i 3.9). Pomiar polega na zaczepieniu haka ekstensometru do jednego z reperów i rozwijaniu taśmy do momentu, gdy możliwe będzie zaczepienie drugiego haka do przeciwległego repera. Naciąg taśmy, kontrolowany przez dynamometr (rys. 3.8), musi być stały. Wartości są precyzyjnie odczytywane na wyświetlaczu elektronicznym (rys. 3.9b). Dokładność tego typu nowych urządzeń wynosi $\pm 0,1$ mm, a zakres pomiarowy sięga 25–30 m. Ten lekki przyrząd jest zasilany bateriami i waży około 1 kg.

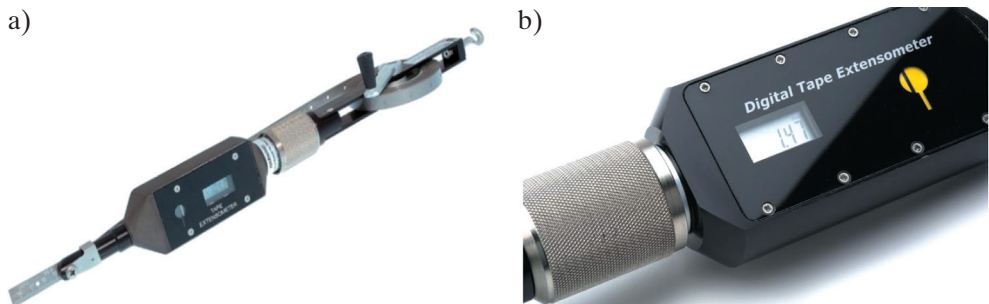
Jeszcze dokładniejszy pomiar, z błędem $\pm 0,01$ mm, można uzyskać, montując na końcu na przykład stalowej linki suwmiarkę (rys. 3.10a), śrubę mikrometryczną lub czujnik przemieszczeń (rys. 3.10b). Należy jednak pamiętać, że każde niedociągnięcie linki konwergometru powoduje różnicę wartości konwergencji, która mierzona jest nie w dziesiątych lub setnych częściach milimetra, ale w milimetrach lub nawet w centymetrach. W praktyce inżynierskiej, szczególnie w wyrobiskach górniczych, pomiar za pomocą taśmy mierniczej jest zwykle wystarczający.



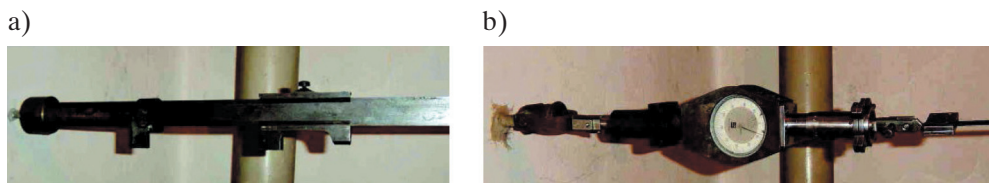
Rys. 3.7. Taśma miernicza – Measuring Types – 50 m (Trial Supplies, b.d.)



Rys. 3.8. Konwergometr taśmowy firmy RST Instruments – Tape Extensometer (RST Instruments, b.d.)

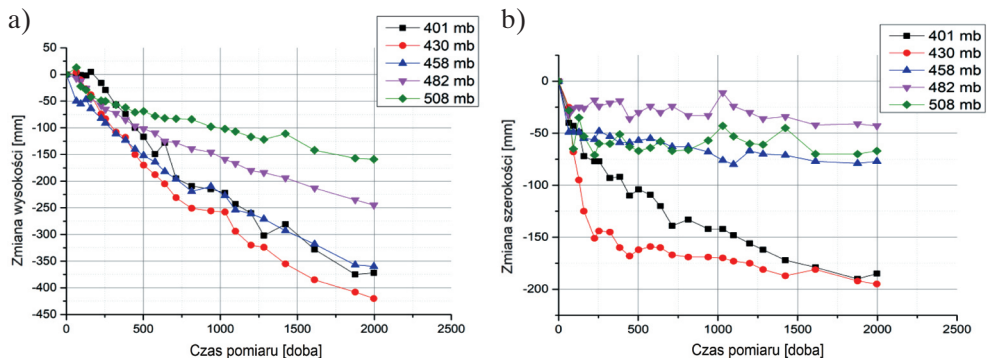


Rys. 3.9. Konwergometr taśmowy firmy Soil Instruments – E3 Digital Tape Extensometer:
a) widok konwergometru; b) widok czytnika elektronicznego (Soil Instruments, b.d.-a)



Rys. 3.10. Końcówki pomiarowe konwergometrów linkowych:
a) zakończony suwmiarką; b) zakończony czujnikiem przemieszczeń (Jankowska i Kwaśniak, 2015)

Wyniki prowadzonych pomiarów można przedstawiać graficznie na wiele sposobów w zależności od potrzeb. Przykładowo na rysunku 3.11 zobrazowano zmiany, odpowiednio, wysokości i szerokości wyrobiska udostępniającego na pięciu bazach pomiarowych w funkcji czasu.



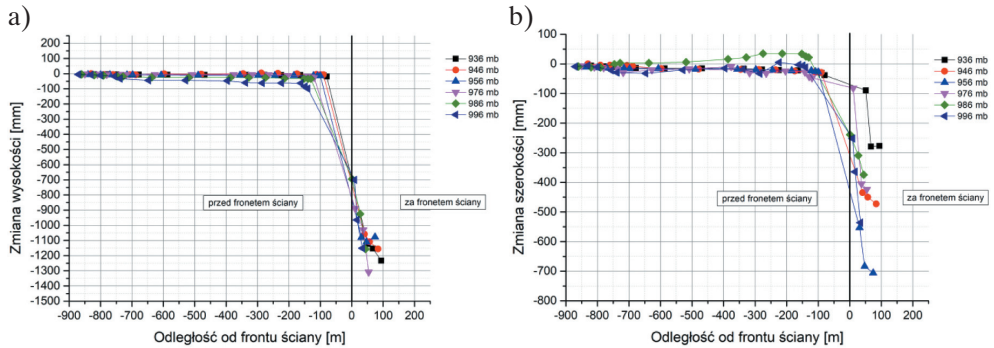
Rys. 3.11. Zmiana wymiarów przekopu W KWK Borynia w czasie:
a) zmiana wysokości; b) zmiana szerokości

Przekop W w KWK Borynia, w którym monitorowano konwergencję, został zabezpieczony odrzwiami ŁPCBor12 o szerokości 6,50 m i wysokości 4,25 m. Był wyrobiskiem udostępniającym o długim okresie funkcjonowania. Pomiaru prowadzono przez ponad 5 lat.

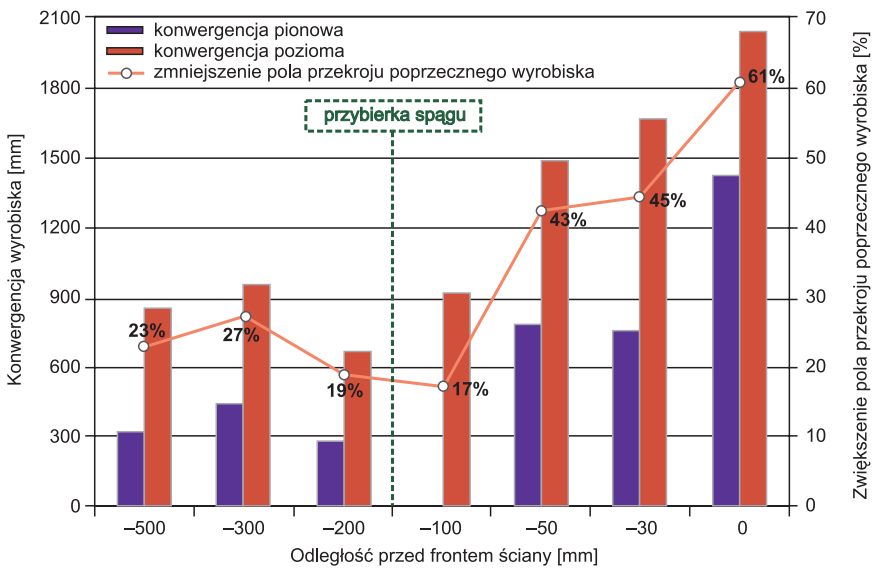
Dynamika zmian konwergencji jest największa zawsze w pierwszym okresie, bezpośrednio po wykonaniu wyrobiska. Jednocześnie można zauważyć, że deformacja głównych wyrobisk, znajdujących się poza wpływem eksploatacji, zachodzi cały czas, nawet po upływie 5 lat od ich wykonania. Średnia zmiana wysokości po roku wynosi około 10 cm, po 2 latach – około 18 cm, a po 5 latach – około 30 cm. Średnia zmiana szerokości w tym samym okresie wynosi kolejno około: 6 cm, 10 cm i 15 cm. Należy jednak podkreślić, że w pojedynczych przekrojach wyrobiska, ze względu na lokalne przerosty skał lub zmiany strukturalne, zawsze dochodzi do nieco większych lub mniejszych zmian przekroju. Generalnie jednak można ocenić, że w przypadku statecznych wyrobisk o wymiarach około 5,5–6,1 m × 3,8–4,2 m, drażonych w górotworze karbońskim, zalegających na głębokościach 700–1000 m, znajdujących się poza wpływem eksploatacji i zabezpieczonych tylko obudową podporową, po roku zmiana wysokości wynosi około 8–12 cm, a zmiana szerokości 3–8 cm (Małkowski et al., 2020a; Majcherczyk et al., 2004, 2015). Ponadto doświadczenia z badań w tym zakresie pokazują, że po 5 latach od wykonania wyrobiska, jeżeli wytrzymałość skał otaczających wynosi powyżej 30 MPa, konwergencja się wygasa (Stachowicz et al., 1995; Małkowski et al., 2020a).

Z kolei na rysunku 3.12 pokazano pomiary zmian wymiarów poprzecznych chodnika przyścianowego, dlatego w tym wypadku analiza uwzględniała także postęp frontu ściany względem baz pomiarowych. Dzięki temu można zauważyć, jak istotny wpływ na konwergencję wyrobiska ma postępująca eksploatacja i wzrost ciśnienia eksploatacyjnego, które prowadzi do znaczących zmian wymiarów wyrobiska korytarzowego. O ile chodniki przyścianowe z obudową wzmocnioną ulegają przed frontem ściany deformacjom pionowym wynoszącym od 50 mm do 300 mm (Prusek, 2008a; Jendryś, 2009; Bobek et al., 2013), o tyle w analizowanym przypadku na skrzyżowaniu z frontem ścianowym zmiany wysokości wynosiły nawet 1300 mm, a zmiany szerokości około 700 mm. Wielkość konwergencji wyrobiska chodnikowego za frontem ściany jest zależna od jego wymiarów – w wyrobiskach o mniejszych przekrojach konwergencja jest mniejsza. W przypadku chodnika przyścianowego o wymiarach 3,7 m × 3,0 m zmiany wymiarów pionowych i poziomych były równe 400–450 mm (Duży, 2001). W ocenie zmian konwergencji wyrobisk poddanych ciśnieniom eksploatacyjnym zdecydowanie duże znaczenie mają głębokość ich zalegania oraz rodzaj wzmocnień obudowy podporowej, a za frontem ściany – rodzaj i parametry techniczne pasa podporowego od strony zrobów. W pokazanym przypadku zmiany wymiarów wyrobiska (rys. 3.12) obudowa podporowa wzmocniana była dwoma rzędami podciągów podbudowanych kotwami strunowymi. Znacznie większych deformacji można się spodziewać, gdy obudowa podporowa nie zostanie wzmocniona kotwami. Nawet w przypadku pozostawienia 10-metrowego filara węglowego pomiędzy zrobami a chodnikiem zmiany szerokości i wysokości chodnika

podścianowego mogą już na skrzyżowaniu z frontem ścianowym wynosić 2060 mm i 1380 mm (rys. 3.13). Jednocześnie, pomimo wykonanej w trakcie użytkowania chodnika pobierki spągu, zmiana przekroju wyrobiska wyniosła aż 61% pierwotnych wymiarów. Tak duże zmiany sprawiają znaczące trudności w prowadzeniu odstawy i transportu, a także problemy wentylacyjne. Zbyt małe gabaryty ruchowe takiego wyrobiska uniemożliwiają także jego dalsze utrzymywanie.



Rys. 3.12. Zmiana wymiarów chodnika B-7 KWK Pniówek względem postępu frontu ściany: a) zmiana wysokości; b) zmiana szerokości

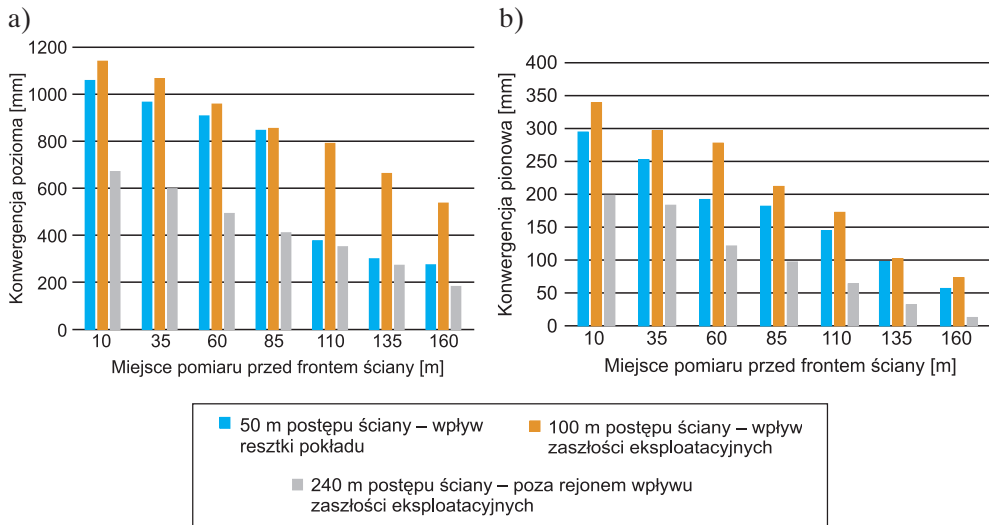


Rys. 3.13. Zaciskanie chodnika podścianowego wykonanego w obudowie podporowej bez wzmocnień z pozostawionym 10-metrowym filarem węglowym (Wrana i Prusek, 2016 – zmodyfikowany)

Badania Pruska (2003) pokazują, że na głębokości 400 m wykonanie pasa ochronnego ogranicza osiadanie stropu do maksymalnie 450 mm, podczas gdy w innych

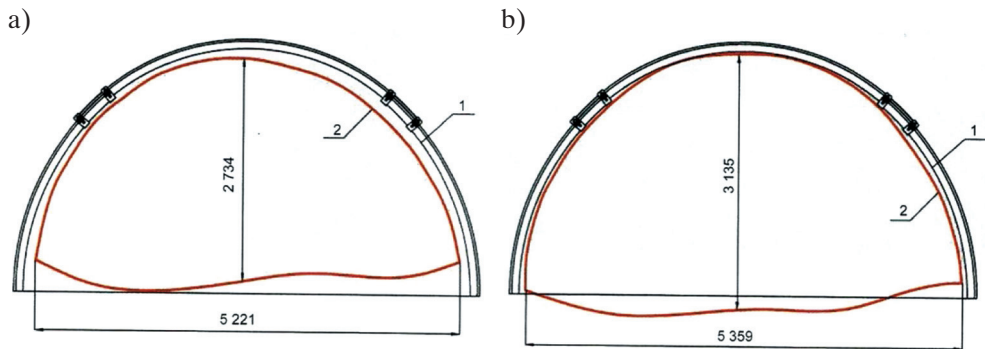
warunkach może ono osiągać od 95 mm do 605 mm. Z kolei kaszty ze spoiwem popiołowo-cementowym w wyrobisku znajdującym się na głębokości około 700 m ograniczają osiadanie stropu do 450 mm (Niełacny et al., 2008). Prowadzenie eksploatacji powyżej lub poniżej monitorowanego wyrobiska także powoduje jego zwiększoną konwergencję, która w krótkim czasie wzrasta do 200–350 mm (Jendryś, 2009).

Analizując konwergencję wyrobisk górniczych, należy pamiętać, że każda koncentracja naprężeń – związana nie tylko z eksploatacją prowadzoną w sąsiedztwie, ale także z oddziaływaniem zaszczości eksploatacyjnych lub resztek pokładu – będzie wpływać na zwiększenie konwergencji chodnika. Na rysunku 3.14 pokazano zaciskanie chodnika 6b/II w pokładzie 405/3 w KWK Knurów-Szczygłowice, zalegającego na głębokości około 700 m (Bobek et al., 2013). Można zauważyć, że jego największa konwergencja nastąpiła wówczas, gdy front eksploatacyjny przechodził pod krawędzią wybranego pokładu, a kolejna – gdy front znajdował się na wysokości pozostawionej niewybranej resztki pokładu węgla. Różnice w zaciskaniu pomiędzy strefą niezaburzoną a zaburzoną krawędzią i resztką narastały od odległości około 160 m od frontu ściany. W odległości 10 m od frontu ścianowego stosunek konwergencji pionowej i poziomej w trzech wspomnianych lokalizacjach wynosił odpowiednio: 1 : 1,75 : 1,5 w przypadku wysokości (rys. 3.14a) oraz 1 : 1,75 : 1,6 w przypadku szerokości (rys. 3.14b). Na podstawie przeprowadzonych pomiarów można stwierdzić, że istnieje zawsze taka odległość od frontu ściany, przy której wpływ naprężeń o dowolnej koncentracji na deformacje konturu chodnika jest taki sam. W analizowanym chodniku odległość ta wyniosła 135 m dla deformacji pionowej (rys. 3.14a) oraz 85 m dla deformacji poziomej (rys. 3.14b).



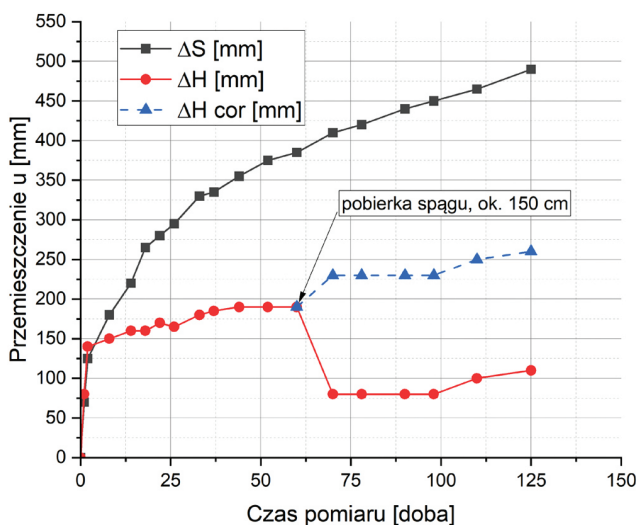
Rys. 3.14. Konwergencja chodnika 6b/II w pokładzie 405/3 w KWK Knurów-Szczygłowice: a) konwergencja pionowa; b) konwergencja pozioma

Inne wartości konwergencji uzyskuje się, kontrolując profil łuku obudowy podporowej, który – dzięki większej sztywności i odporności na lokalne deformacje – charakteryzuje się znacznie mniejszymi konwergencjami (Prusek et al., 2012a; Czempas i Duży, 2017). Na rysunku 3.15 pokazano pomiar deformacji obudowy podporowej oraz spągu wyrobisk korytarzowych wykonanych na głębokości 580 m, stanowiących chodniki eksploatacyjne pokładu węgla wybieranego w trzeciej warstwie z podsadzką hydrauliczną (Czempas i Duży, 2017). Można zauważyć, że deformacje obudowy były w wyrobiskach minimalne – szerokość zmieniła się z 5,50 m do 5,22 m i 5,36 m, natomiast wysokość w chodniku nr 5 zmalała z 3,10 m do 2,73 m, a w chodniku 6 wzrosła do 3,13 m. Najbardziej deformował się niezabezpieczony obudową spąg. Ponadto w obu przypadkach nastąpiła zmiana profilu łuków obudowy pod wpływem obciążeń.



Rys. 3.15. Deformacja konturu obudowy i spągu chodników wykonanych w przystropowej warstwie węgla: a) chodnik eksploatacyjny nr 5 na 28 mb; b) chodnik eksploatacyjny nr 6 na 29 mb; 1 – kontur obudowy po jej wykonaniu, 2 – kontur zdeformowanej obudowy (Czempas i Duży, 2017)

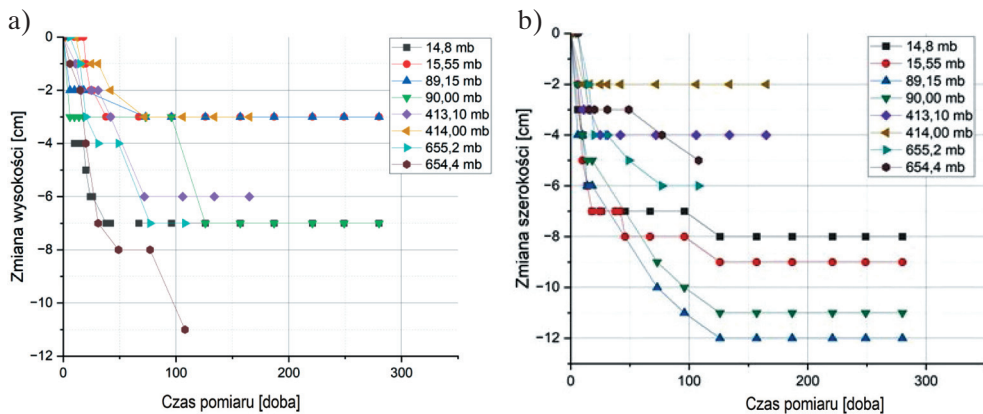
Na rysunku 3.16 przedstawiono wyniki konwergencji przecinki 4/V/382 o przekroju trapezowym wykonanej w samodzielnej obudowie kotwowej na głębokości około 885 m. Stanowiło ją osiem kotw stalowych wklejanych na całej długości 3,0 m w stropie, dwie kotwy stalowe tej samej długości w ociosie od strony calizny i trzy kotwy urabialne z włókna szklanego od strony przodka ściany (Głuch et al., 2001). Ponadto kotwy stalowe zabudowano także w obu narożach spągu pod kątem 45°. W ciągu 4 miesięcy pomiarów konwergencja pionowa wyniosła około 26 cm (pomijając pobierkę spągu), a pozioma – około 50 cm. Największa konwergencja pionowa nastąpiła w czasie pierwszych 3 dni po wydrążeniu wyrobiska. Należy podkreślić, że pomimo kilkudziesięciocentymetrowego zaciskania wyrobisko zabezpieczone tylko kotwami nadal spełniało swoje zadania ruchowe, choć trzeba zaznaczyć, że była to przecinka rozruchowa, użytkowana jedynie przez około 120 dni.



Rys. 3.16. Konwergencja przecinki 4/V/382 w KWK Bogdanka wykonanej w samodzielnej obudowie kotwowej: ΔS – zmiana szerokości, ΔH – zmiana wysokości, ΔH cor – zmiana wysokości skorygowana o wartość przybierki spągu (Głuch et al., 2001 – zmodyfikowany)

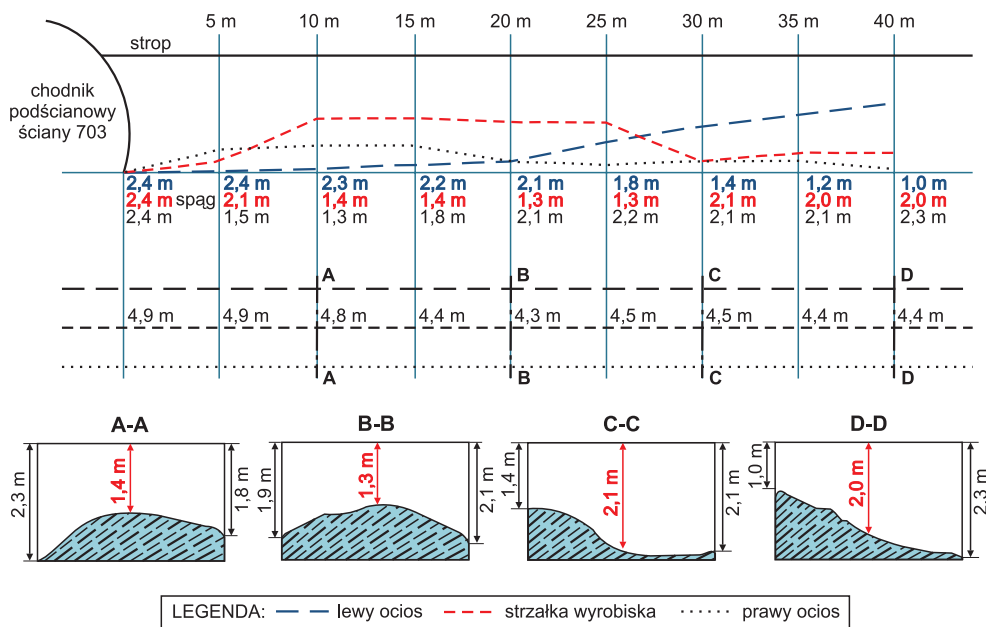
Generalnie w wyrobiskach chodnikowych, które wykonane są tylko w obudowie kotwowej, nie należy dopuszczać do zaciskania większego niż kilka – kilkanaście centymetrów. Na rysunku 3.17 pokazano konwergencję poziomą i pionową chodnika Bw-1n w KWK Budryk o wymiarach 5,6 m × 3,4 m, który w stropie zabezpieczono sześcioma kotwami prętowymi i dwoma strunowymi (o długości 6 m) i w każdym ociosie trzema kotwami prętowymi. Pomimo głębokości około 900 m konwergencja pionowa po 280 dniach wynosiła 3–8 mm (rys. 3.17a), a pozioma – 2–12 mm (rys. 3.17b). Można zauważyć, że w tym przypadku konwergencja pionowa ustaliła się po około 80 dniach od wydrążenia chodnika, a pozioma – po około 120 dniach. W trakcie użytkowania wyrobiska w analizowanym okresie niektóre punkty pomiarowe uległy zniszczeniu. Dotyczyło to w większości przypadków reperów spągowych, co uniemożliwiło wykonanie pomiaru w pionie. W praktyce górniczej tego typu sytuacje zdarzają się często.

W celu właściwej oceny deformacji wyrobiska podziemnego w danych warunkach górniczo-geologicznych pomiary konwergencji należy rozpocząć bezpośrednio po wydrążeniu danego odcinka wyrobiska. Opóźnienie pomiarów uniemożliwia kontrolę przemieszczania się górotworu w kluczowym dla oceny stateczności wyrobiska okresie, a informacja o ruchach masywu skalnego jest niepełna. Jeżeli techniczne warunki nie pozwalają na prowadzenie pomiarów bezpośrednio po wykonaniu wyrobiska, należy podjąć próbę oszacowania wielkości przemieszczeń, które nastąpiły od momentu wydrążenia wyrobiska do chwili rozpoczęcia pomiarów (Schubert et al., 2002).



Rys. 3.17. Konwergencja chodnika badawczego Bw-1n w KWK Budryk wykonanego w samodzielnej obudowie kotwowej: a) zmiana wysokości; b) zmiana szerokości

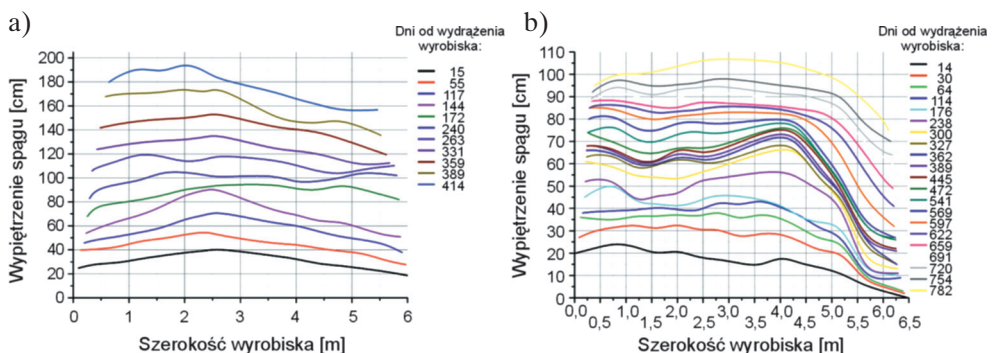
Bardzo często w wyrobiskach górniczych i tunelowych największy udział w konwergencji ma wypiętrzenie spągu. Wynika ono z przenoszenia poprzez ociosy obciążenia pochodzącego od skał stropowych na spąg, który jest często zbudowany ze skał słabych i łatwo odkształcalnych. Na rysunku 3.18 pokazano wypiętrzanie spągu zbudowanego ze skał łupkowych.



Rys. 3.18. Wypiętrzanie spągu w przecince ścianowej w KWK Andaluzja w samodzielnej obudowie kotwowej

Wyrobisko wydrążono na głębokości około 720 m w KWK Andaluzja w samodzielnej obudowie kotwowej. Pomiar wykonywano taśmą mierniczą, domierzając odległość do spągu od linki rozciągniętej pomiędzy ociosami, tak jak pokazano to na rysunku 3.5d. Znaczniki domiarowe na lince znajdowały się w odległości około 50 cm od siebie, zatem profil spągu został wyznaczony na podstawie pomiarów z dziesięciu punktów. Choć pomiary obejmują jedynie 40 m wyrobiska, wyraźnie widoczna jest niesymetryczna reakcja spągu na obciążenie, która wynika z różnic parametrów wytrzymałościowo-odkształceniowych skał ociosowych otaczających przecinę. W analizowanych warunkach wypiętrzanie było znaczne i we wszystkich przekrojach dochodziło do 50% pierwotnej wysokości wyrobiska lub nawet tę wartość przekraczało. Bez wykonania pomiaru konwergencji pionowej trudno jest dokładnie określić wielkość wypiętrzenia spągu.

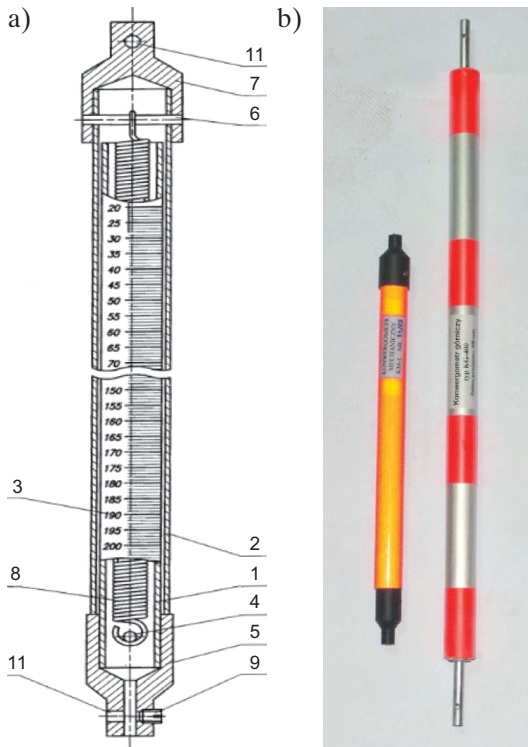
Dodatkowym czynnikiem sprzyjającym wypiętrzaniu spągu jest jego zawodnienie, szczególnie wówczas, gdy występują w nim pęczniejące skały ilaste. Na prędkość i intensywność wypiętrzenia spągu, oprócz wytrzymałości skał otaczających oraz naprężeń w górotworze związanych głównie z głębokością, ma wpływ także tektonika. Na rysunku 3.19 pokazano przykładowe pomiary wypiętrzenia spągu w miejscach odpowiednio zakwalifikowanych jako rejon strefy uskokowej (rys. 3.19a) oraz rejon skał zawodnionych (rys. 3.19b). Wykonywano je ponownie metodą przedstawioną na rysunku 3.5d, a liczba punktów domiarowych na lince wynosiła 11. Przedstawione wykresy doskonale obrazują wpływ wymienionych czynników na wypiętrzenia spągu, a analiza i interpretacja uzyskanych wyników przy uwzględnieniu warunków geologicznych jest jednoznaczna. Kolorowe krzywe odwzorowują linię spągu na całej szerokości wyrobiska w funkcji czasu od momentu wydrążenia wyrobiska. W rejonie strefy uskokowej podczas ostatniego pomiaru po 414 dniach od wydrążenia wyrobiska wartość maksymalna wypiętrzenia spągu przekraczała 190 cm, a na zawodnionym odcinku wyrobiska maksymalna wartość wypiętrzenia spągu po 782 dniach wynosiła ponad 105 cm. Wykresy obrazują dodatkowo kształt spągu po wypiętrzaniu i mogą być podstawą do predykcji zachowania się skał spągowych w kolejnych sąsiednio drążonych wyrobiskach.



Rys. 3.19. Wypiętrzanie spągu:

- a) w rejonie strefy uskokowej – KWK Piast, dowierzchnia IV, 550 mb;
 b) w rejonie zawodnionym – KWK Zofiówka, chodnik D-2, 614 mb

Do mechanicznych urządzeń pomiarowych zaliczany jest również konwergometr, który składa się z dwóch współosiowych tulei usytuowanych jedna w drugiej z możliwością przesuwu względem siebie. Tuleja wewnętrzna zaopatrzona jest w milimetrową podziałkę. Dolny koniec wewnętrznej tulei jest połączony ze stałym uchwytem, podczas gdy wymienny uchwyt połączony jest trwale za pomocą śrubowej sprężyny z końcem zewnętrznej tulei (rys. 3.20a). Prosta budowa konwergometru (rys. 3.20b) pozwala na jego zamontowanie w trudnych i specyficznych warunkach wyrobisk podziemnych (rys. 3.21) oraz bieżący odczyt i kontrolę w każdym momencie jego użytkowania. Za trudne warunki można uznać rejon lokalnych obwałowań oraz likwidowanych komór czy wyrobisk z ograniczoną możliwością wstępu. Usytuowanie urządzenia w bliskiej odległości od strefy wygradzonej umożliwia jednak odczyt wartości przemieszczenia na skali konwergometru również w takich warunkach.



Rys. 3.20. Konwergometr mechaniczny: a) schemat: 1 – tuleja wewnętrzna, 2 – tuleja zewnętrzna, 3 – podziałka milimetrowa, 4 – sworzeń, 5 – uchwyt dolny, 6 – sworzeń, 7 – uchwyt górny, 8 – sprężyna, 9 – wkręt, 10 – otwór uchwyty, 11 – otwór przelotowy (Dziadosz, 2001 – zmodyfikowany); b) konwergometry typu KM-1 i KG-400

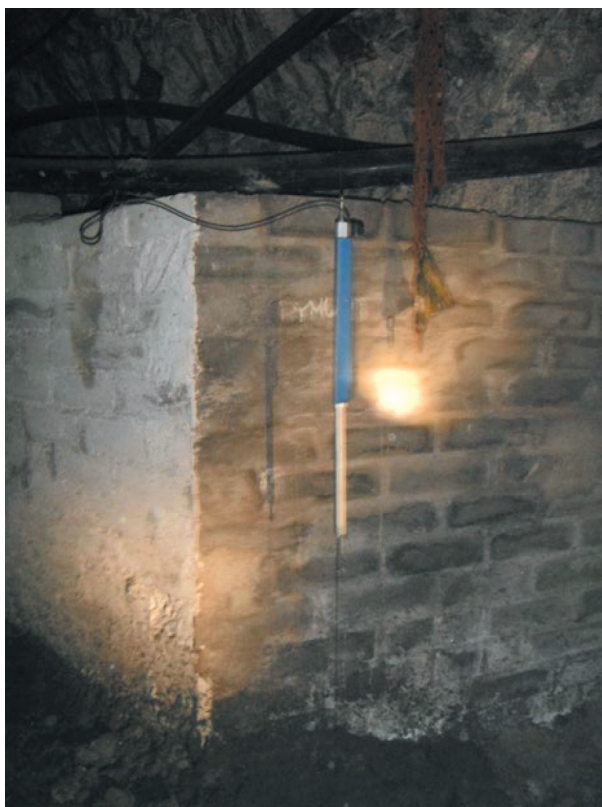


Rys. 3.21. Konwergometr zabudowany w wyrobisku w komorze przy zrobach

W kopalniach rud miedzi z powodzeniem stosuje się ponadto konwergometry automatyczne (rys. 3.22 i 3.23), które wykonują pomiary w czasie rzeczywistym i bezpośrednio przesyłają dane do komputera znajdującego się na powierzchni. Zakres pomiarowy tych urządzeń standardowo wynosi 250 mm, ale opcjonalnie może to być też 300 mm. Szczególnie wysoką czułością pomiarową cechują się urządzenia z wbudowanym przetwornikiem liniowym (rys. 3.22a), które reagują na przemieszczenia dochodzące do 150 μm . Pomiary prowadzone za pomocą tych urządzeń, dzięki ich wysokiej czułości, pozwalają na obserwację nawet niewielkich zmian wymiarów wyrobiska. Stosowane są one przede wszystkim w wyrobiskach o mocnych stropach, w których szybko narastające nawet małe deformacje mogą świadczyć o utracie stateczności. Wyrobiska w takich warunkach mogą być skutecznie i bieżąco kontrolowane dzięki prezentowanym rozwiązaniom. Dane pomiarowe są przesyłane online do kopalnianej sieci telemetrycznej lub też – jeżeli geometria wyrobiska pozwala na zainstalowanie nadajników – za pośrednictwem sieci bezprzewodowej.



Rys. 3.22. Konwergometr automatyczny:
a) typu KG1 DTSS (YieldPoint, b.d.-b); b) typu dConv (YieldPoint, b.d.-a)

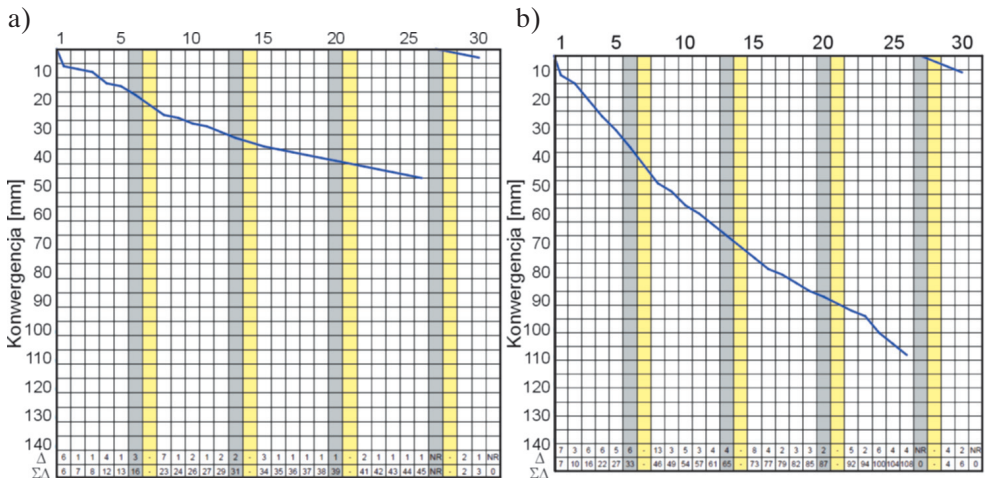


Rys. 3.23. Konwergometr automatyczny zainstalowany w wyrobisku górniczym

Innym rozwiązaniem służącym do pomiaru automatycznego może być konwergometr dConv firmy YieldPoint, który rozpierany jest także teleskopowo, jak czujniki mechaniczne, ale pomiary wykonywane są za pomocą czujnika indukcyjnego (rys. 3.22b). Przyrząd pracuje w zakresie 150–250 mm, a jego dokładność przy maksymalnym zakresie pomiaru wynosi 0,2 mm. Dzięki szczelnej stalowej obudowie konwergometr może pracować także w wodzie.

Na rysunku 3.24 przedstawiono wyniki pomiarów rejestrowanych przez konwergometry mechaniczne (ręczne), zamontowane na froncie pola eksploatacyjnego w kopalni miedzi podczas wybierania złoża systemem komorowo-filarowym. Urządzenia te instalowane są pośrodku frontu oraz w zewnętrznych komorach pasa eksploatacyjnego (na skrzydłach frontu). W analizowanym przypadku front eksploatacyjny obejmował 24 komory, a konwergometry zabudowano w odległości około 20 m od calizny, w drugim pasie eksploatacji. Po 26 dniach pomiaru konwergencja komory na lewym skrzydle wyniosła 45 mm (rys. 3.24a), a ugięcie warstw pośrodku pola eksploatacyjnego, w centralnej części frontu, sięgnęło 108 mm (rys. 3.24b). Po przesunięciu się frontu

do miejsca, w którym znajdowały się konwergometry, zostały one zdemontowane i zainstalowane w nowym miejscu (symbol „NR” – nowy reper), ponownie w odległości około 20 m od urabianej calizny w kolejnych komorach.



Rys. 3.24. Wyniki pomiarów prowadzonych konwergometrami ręcznymi w kopalni miedzi: a) z lewego skrzydła frontu eksploatacji; b) ze środka frontu eksploatacji

Pomiary zmian wymiarów wyrobiska w kopalniach podziemnych często są przeprowadzane przez służby z działu mierniczego. W tym celu mogą być wykorzystywane bardzo precyzyjne urządzenia geodezyjne takie jak tachimetr czy niwelator, a także dalmierz laserowy. W miejscach pomiarów instalowane są na stałe krótkie kotwy, tzw. repery, lub krótkie wkręty z możliwością umiejscowienia na nich tarcz celowniczych (rys. 3.25 i 3.26). Pomiary geodezyjne w wyrobisku lub tunelu prowadzi się wówczas ze stałego miejsca, w którym umieszcza się na przykład dalmierz laserowy (rys. 3.27) lub niwelator (rys. 3.28), a pomiar wykonywany jest względem stałego punktu pomiarowego na konturze wyrobiska.



Rys. 3.25. Repery i tarcze celownicze do pomiarów geodezyjnych (Geodata, b.d.)



Rys. 3.26. Tarcza celownicza do pomiaru konwergencji (Bieniasz i Gargula, 2017)

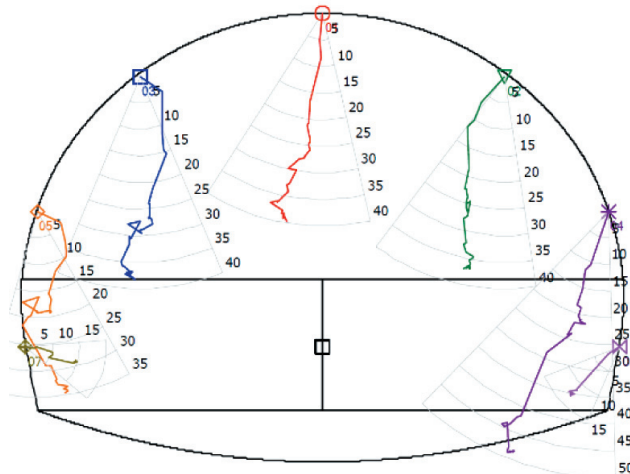


Rys. 3.27. Miernik laserowy zabudowany na stałe (Janowska i Kwaśniak, 2015)



Rys. 3.28. Urządzenie geodezyjne oraz punkty pomiarowe na konturze tunelu (Geodata, b.d.)

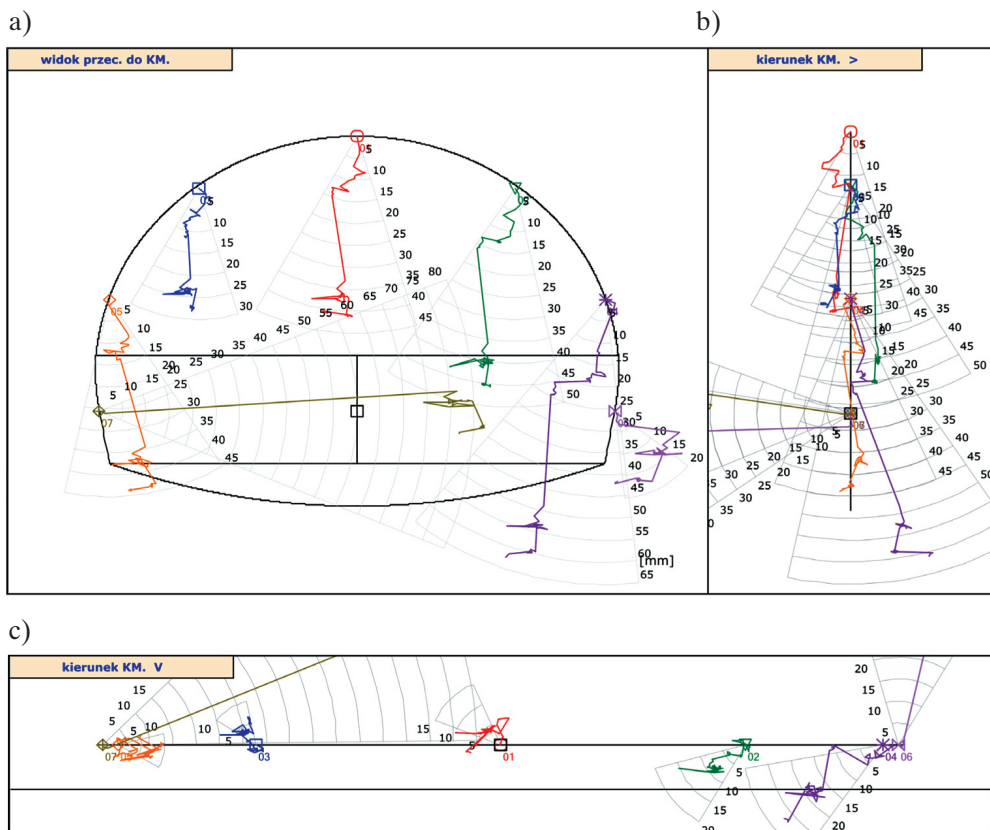
Geodezyjne urządzenia optyczne wykorzystywane są w tunelach już na etapie drążenia i wykonywania obudowy wstępnej. Takie urządzenia stosowano na przykład do monitoringu konwergencji w tunelu w Lalikach. Pomiary przeprowadzono za pomocą automatycznych stacji TCA 2003 Leica z dokładnością do 10^{-3} m. Pomiary te wykonywano w 45 przekrojach obudowy wstępnej tunelu drogowego na siedmiu punktach pomiarowych – trzy punkty umieszczono w stropie i po dwa w obu ociosach wyrobiska. Rysunki 3.29 i 3.30 pokazują wyniki pomiarów konwergencji obudowy wstępnej oraz zdjęcie kaloty na 55,5 i 50,0 metrze tunelu, a rysunki 3.31 i 3.32 przedstawiają wyniki pomiarów konwergencji obudowy wstępnej oraz zdjęcie kaloty na 174,7 i 175,0 metrze tunelu. Precyzja i dokładność, z jaką wykonywane są pomiary geodezyjne, pozwala przedstawić w trzech kierunkach ruch punktów na obrysie tunelu (rys. 3.31). Dzięki temu widać, jak postępuje zaciskanie obrysu wyrobiska tunelowego. Ruch poszczególnych punktów pomiarowych nie odbywa się jednak w sposób prostoliniowy w kierunku osi wyrobiska, jak często zakłada się przy pomiarach konwergencji w wyrobiskach górniczych. Kierunek radialny zaciskania, który świadczy o jednorodności górotworu (Schubert et al., 2002), zwykle nie występuje w przypadku drążenia tuneli na małych głębokościach w spękanym i przewarstwionym górotworze. Ponadto, jak podkreślają Schubert i Steindorfer (1996), szybki przyrost przemieszczeń konturu wyrobiska pomiędzy wydrążeniem tunelu a wykonaniem obudowy świadczy o istnieniu strefy osłabionej lub nieciągłości tektonicznej w jego przodku. Potwierdza to charakter deformacji z rysunku 3.31 oraz przekrój geologiczny przodka tunelu pokazany na rysunku 3.32. Analiza kierunków i wartości przemieszczeń istotnie pomaga w wyborze lokalnego wzmocnienia lub korekty schematu obudowy.



Rys. 3.29. Przemieszczenia tunelu w Lalikach – 55,5 mb

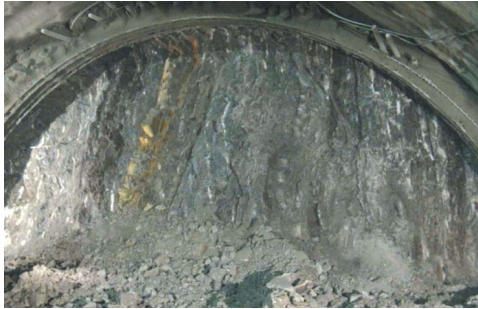


Rys. 3.30. Kalota w trakcie drążenia tunelu – 50,0 mb

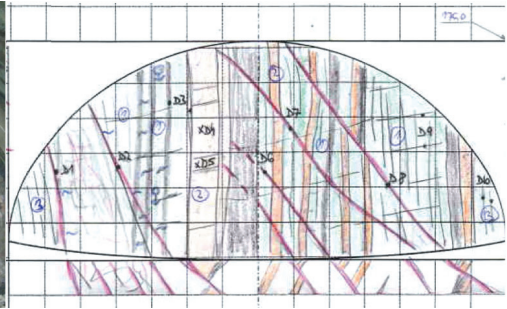


Rys. 3.31. Przesunięcia w trzech kierunkach konturu tunelu w Lalikach – 174,7 mb:
a) rzut poprzeczny; b) rzut z boku tunelu; c) rzut z góry tunelu

a)

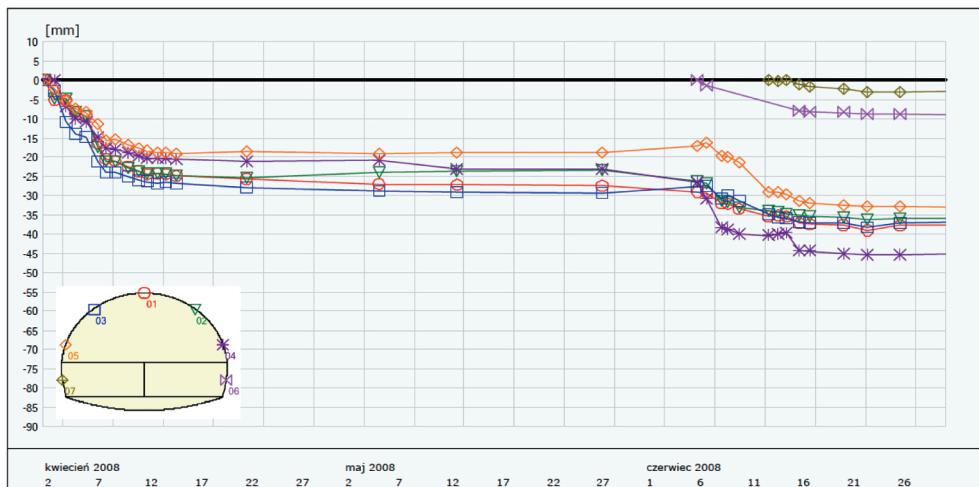


b)

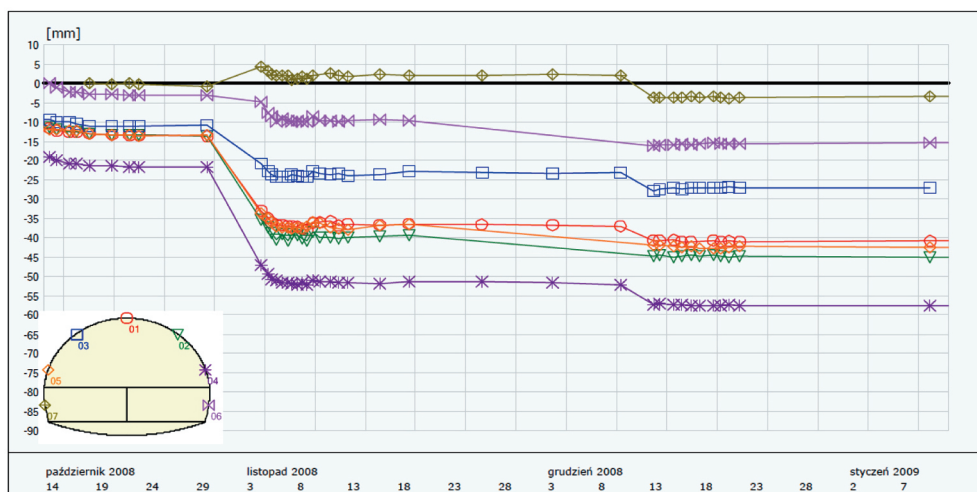


Rys. 3.32. Kalota w trakcie dążenia tunelu – 175 mb: a) zdjęcie przodka; b) przekrój geologiczny

Przedstawione powyżej pomiary z baz znajdujących się na 55,5 i 174,7 metrze bieżącym tunelu w Lalikach zaprezentowano w funkcji czasu (rys. 3.33 i 3.34). W czerwcu 2008 na około 50 metrze bieżącym i pod koniec października 2008 roku na około 175 metrze bieżącym rozpoczęto dążenie najpierw środkowej części tunelu, a potem sztrosy – pojawiły się dwie nowe linie pomiarowe, zwiększono również częstotliwość pomiarów w celu uzyskania danych na temat wpływu pogłębiania tunelu na jego wymiary. Wraz z nowym naruszeniem górotworu uwidoczniła się dynamika zmian zachodzących w ruchach skał wokół tunelu. Przemieszczenia wzrosły w pierwszym przypadku o około 75% (rys. 3.33), a w drugim – ponad dwukrotnie (rys. 3.34). W przypadku tuneli dążonych metodą górniczą z podziałem przodka na warstwy liczba punktów pomiarowych powinna być dostosowana do wielkości pola powierzchni górotworu naruszanej w kolejnych fazach eksploatacji, a częstotliwość pomiarów – do opóźnienia wybierania skał w kolejnych fazach eksploatacji (Schubert et al., 2002).



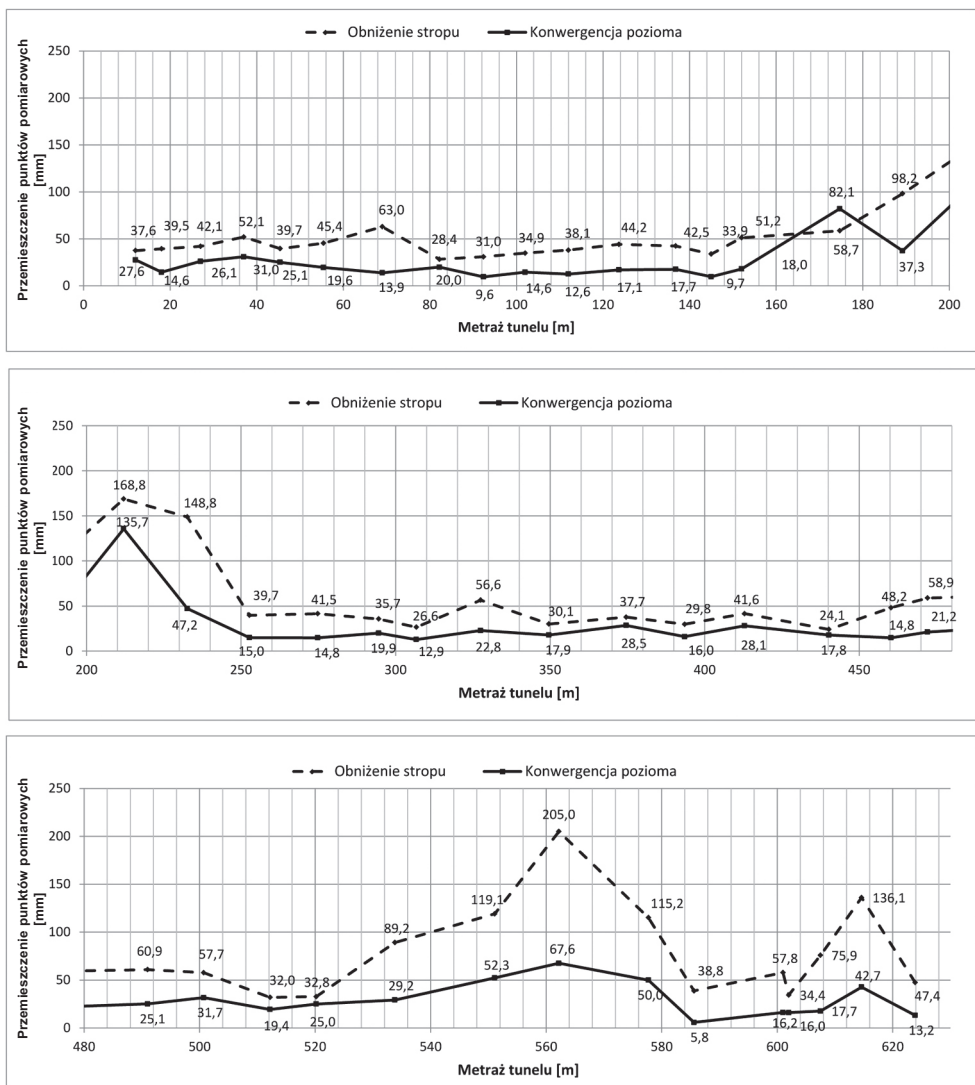
Rys. 3.33. Przemieszczenie poszczególnych punktów pomiarowych w tunelu w Lalikach na 55,5 mb



Rys. 3.34. Przeszczenie poszczególnych punktów pomiarowych w tunelu w Lalikach na 174,7 mb

Monitoring przemieszczeń punktów pomiarowych pozwala na określenie trendu zaciskania wyrobiska, a zwiększenie częstotliwości pomiarów w razie niepokojących zmian umożliwia wcześniejsze wykrycie zagrożenia utraty stateczności i odpowiednią reakcję. Z kolei gdy przemieszczenia są bardzo małe lub praktycznie nie zachodzą, wówczas pomiary prowadzone mogą być w znacznie większych odstępach czasu. Dobrze przemyślany system monitoringu, składający się z dużej liczby baz pomiarowych konwergencji, pozwala na analizę i interpretację wyników w odniesieniu do całej długości obiektu podziemnego. Ponadto analiza deformacji tunelu wzdłuż jego osi, zwana linią wpływu (*deflection line*), pokazuje strefy potencjalnego osłabienia górotworu i wskazuje miejsca wymagające bardziej szczegółowej kontroli lub bieżącego wzmocnienia obudowy (Schubert et al., 2002).

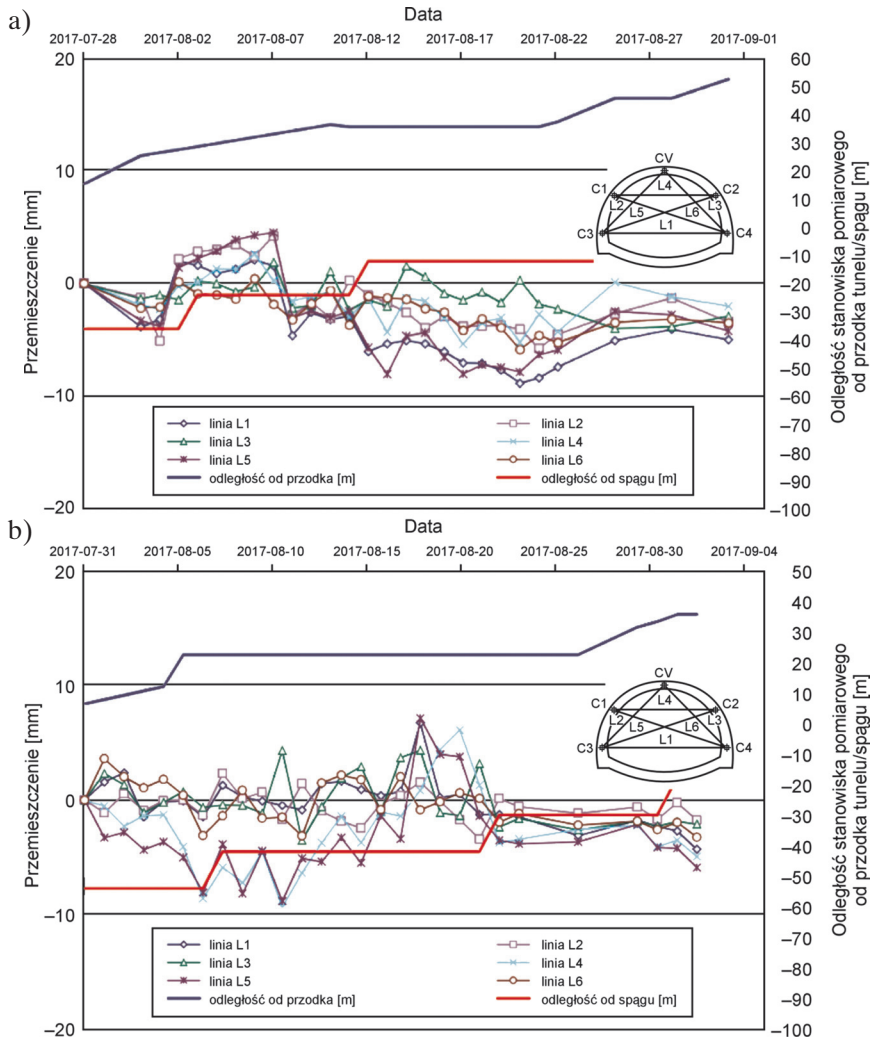
W tunelu w Lalikach przemieszczenia obudowy wstępnej monitorowane były na 45 bazach przy całkowitej długości tunelu wynoszącej 678 m, co oznacza, że punkty pomiarowe rozmieszczone były średnio co 15 m (Majcherczyk et al., 2012b). Dzięki takiemu zwiększeniu liczby baz pomiarowych oraz częstotliwości przeprowadzanych pomiarów możliwe było szybkie reagowanie na przekroczenie dopuszczalnych przemieszczeń, tzn. zastosowanie dodatkowych zabezpieczeń czy przeprowadzenie korekty schematu obudowy na nowo wykonywanych odcinkach. Zgodnie z teorią oraz obserwacjami w innych tunelach (Schubert et al., 2002; Fang, 2022) największe problemy z zachowaniem stateczności występują w strefach tektonicznego osłabienia górotworu i większego wpływu wód podziemnych, co w przypadku tunelu w Lalikach miało miejsce na odcinkach 190–230 m, 550–575 m oraz 605–625 m (rys. 3.35). Przeszczenia obrysu wyrobiska były w tych miejscach trzy-, czterokrotnie wyższe niż w strefach niezaburzonych i przekraczały wartości ostrzegawcze założone podczas projektowania obudowy.



Rys. 3.35. Przesunięcia punktów pomiarowych w stropie kaloty oraz konwergencja pozioma na całej długości tunelu w Lalikach (Majcherczyk et al., 2012b – zmodyfikowany)

Na rysunku 3.36 przedstawiono wyniki pomiarów konwergencji dwóch równoległych tuneli w Naprawie prowadzonych przez 35 dni. Wymiary tuneli w świetle (szerokość × wysokość) wynoszą 14,9 m × 9,7 m. Wydrążono je we fliszu karpackim, a w miejscu pomiaru podstawowym rodzajem skał otaczających był średnioziarnisty piaskowiec i łupek ilasty. Pomiary prowadzono zaraz po wykonaniu obudowy wstępnej składającej się z betonu natryskowego oraz kotew stalowych, o różnych parametrach w zależności od warunków geotechnicznych. W prezentowanym miejscu grubość be-

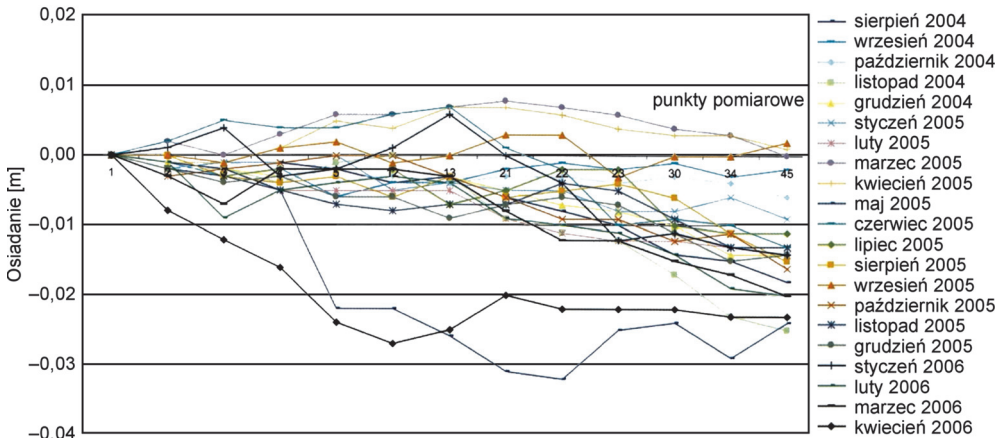
tonu wynosiła 25 cm i był on zbrojony układem podwójnych żeber stalowych o profilu IPE180 ułożonych w odstępach 2-metrowych. Pomiary odbywały się w pięciu punktach: czterech w ociosach i jednym w stropie (rys. 3.6). Nie zamontowano punktów spągowych, ponieważ w pierwszej kolejności drążono kalotę. Prezentowane stacje pomiarowe znajdowały się w odległości 44 m od siebie w prawym i lewym tunelu po stronie wschodniej oraz zachodniej. Jak można zobaczyć, kierunki konwergencji były zupełnie inne, choć zakres konwergencji był w obu przypadkach podobny: od -9 mm do $+5-7$ mm. W tunelu prawym (rys. 3.36a) konwergencja pozioma przy spągu (L1) była minimalna, a przystropowa (L4) wahała się w zakresie od -9 mm do $+6$ mm.



Rys. 3.36. Konwergencja tuneli w Naprawie na wybranych stacjach pomiarowych: a) tunel prawy (zachodni); b) tunel lewy (wschodni)

Podobny był także zakres zmian wzdłuż przekątnej linii L6. Z kolei w tunelu lewym (rys. 3.36b) konwergencja pozioma wzdłuż linii L4 była mniejsza niż wzdłuż L1, gdzie jej wartości wahały się od -9 mm do $+2$ mm. Największe zmiany konwergencji zachodziły wzdłuż linii L5. Należy zauważyć, że wraz z oddalaniem się przodka od bazy pomiarowej przyrosty deformacji tunelu malały i stabilizowały się. Zbliżanie się strefy pogłębiania spągu tunelu generowało ponowny wzrost deformacji.

Generalnie dokładne pomiary niwelacji geodezyjnej prowadzone są tam, gdzie można się spodziewać małych, kilkumilimetrowych deformacji, a mogą one decydować o stateczności wyrobiska. Takim przykładem mogą być również stropy węglanowe w kopalni miedzi. Na rysunku 3.37 przedstawiono pomiar niwelacyjny stropu na 13 punktach pomiarowych zainstalowanych w ciągu wyrobisk korytarzowych w ZG Lubin (Makówka i Mróz, 2007). Wartości przemieszczeń w czasie 20 miesięcy pomiarów wahały się od -32 mm (obniżanie się warstw) do 8 mm (podnoszenie się warstw). W pokazanym przykładzie widoczny jest wpływ wielkogabarytowego filara i sąsiedztwa zrobów oraz wznowienia robót górniczych w marcu 2006 roku. Przemieszczenia stropu w obszarze filara w punktach pomiarowych 1–13 są ponad dwukrotnie niższe niż w punktach 21–45 zabudowanych w odległości 200–400 m od linii zrobów. Rozpoczęcie prac na froncie pola eksploatacyjnego w krótkim czasie spowodowało wzrost obniżenia stropu z 8 mm do 28 mm.

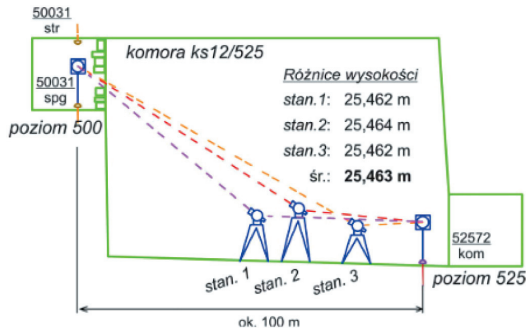


Rys. 3.37. Wyniki pomiarów przemieszczeń pionowych stropu w polu X/10 ZG Lubin (Makówka i Mróz, 2007)

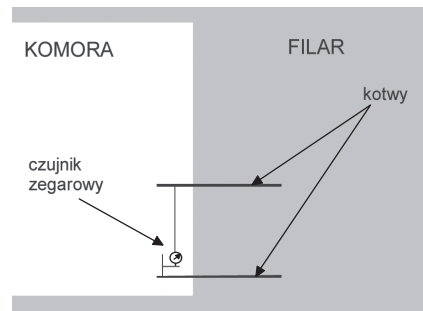
Inną metodą monitorowania przemieszczeń jest niwelacja trygonometryczna. Tarczę celowniczą umieszcza się wówczas na statywie, centrując ją i poziomując, a pomiar wykonuje się zwykle w trzech różnych położeniach instrumentu (rys. 3.38). Ocenia się w ten sposób przede wszystkim wysokość komór (Bieniasz i Gargula, 2017). Wobec ograniczonego oświetlenia (zazwyczaj tylko lampami górniczymi), aby zachować jak

najwyższą dokładność pomiaru, która w przypadku tachimetrów wynosi $\pm 0,1$ mm, odległość pomiędzy urządzeniem a tarczą nie może przekraczać 35–40 m. Różnica między wynikami trzech pomiarów niwelacyjnych wysokości komory wynosiła nie więcej niż 4 mm, co stanowi wystarczającą dokładność (Bieniasz i Garguła, 2017).

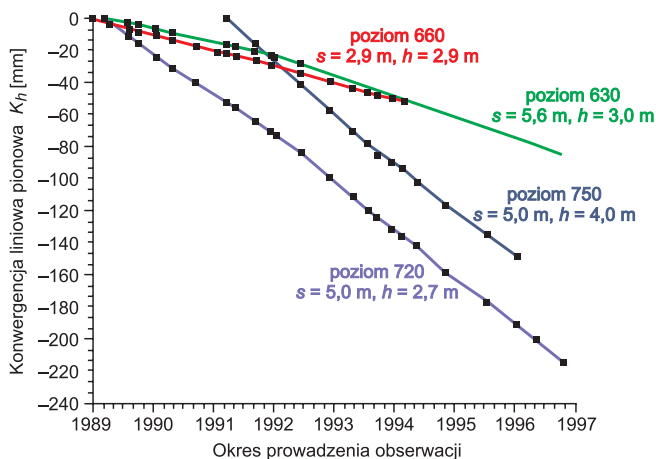
Jeżeli nie ma możliwości wykonania pomiarów w komorach o znacznym polu powierzchni przekroju poprzecznego i wysokości dochodzącej do 15 m, pomiar zmian wysokości prowadzi się z wykorzystaniem tzw. stacji ekwiwalentnej (rys. 3.39). Pomiar zaciskania pionowego wykonuje się wówczas pomiędzy dwoma wklejonymi do ociosu kotwami na odcinku o długości maksymalnie do 2,5 m przy ociosie (taki jest dostępny z poziomu spągu), a następnie jego wyniki odnosi się do całej wysokości komory (Maj, 2009). Pomiar można wykonywać także zwykłym zegarowym czujnikiem przemieszczeń, ponieważ konwergencja komór solnych jest mała i nie przekracza zwykle 20 mm rocznie (rys. 3.41), a wyrobisk chodnikowych – 10 mm (rys. 3.40), co daje 10–50‰ na rok.



Rys. 3.38. Pomiar metodą niwelacji trygonometrycznej w KS Kłodawa (Bieniasz i Garguła, 2017)

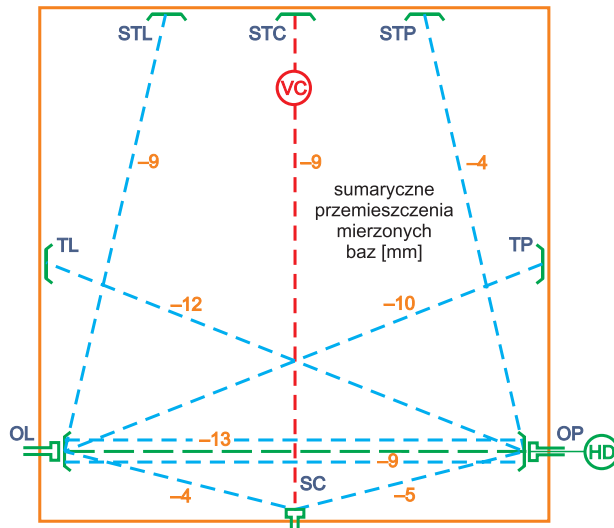


Rys. 3.39. Stacja ekwiwalentna do pomiaru konwergencji w kopalni soli (Maj, 2009 – zmodyfikowany)



Rys. 3.40. Wykres konwergencji pionowej wyrobisk solnych (Maj, 2009 – zmodyfikowany)

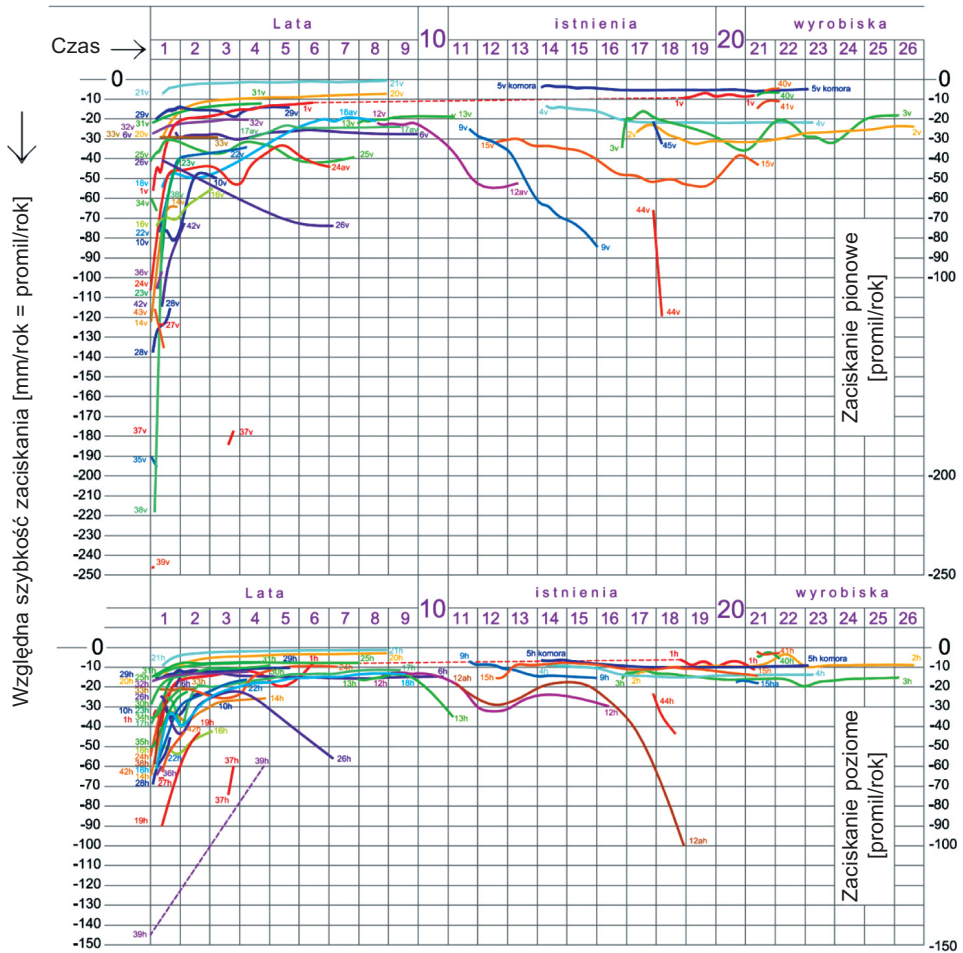
W przypadku wysokich i szerokich komór, jakie wykonywane są często w kopalniach soli, do określenia konwergencji stosuje się stacje wielobazowe (rys. 3.41). W niektórych przypadkach wykorzystuje się je także w wyrobiskach chodnikowych (Czempas i Duży, 2017). Na konturze ociosów oraz stropu i spągu zaznacza się zatem kilka punktów pomiarowych, na różnej wysokości i w różnej odległości od siebie. Generalnie chodzi o wyznaczenie kilku łatwo dostępnych punktów na spągu i ociosach, z których można prowadzić domiar do na przykład tarcz celowniczych umieszczonych wyżej na ociosach oraz na stropie. Do pomiaru można zastosować wówczas na przykład wspomniane wcześniej dalmierze laserowe. Ze względu na plastyczny i reologiczny charakter deformacji górotworu solnego konwergencja wyrobisk solnych zachodzi praktycznie w sposób ciągły ze stałą prędkością (rys. 3.36), dlatego dość łatwo jest prognozować przebieg konwergencji w czasie. Na prędkość konwergencji wpływają przede wszystkim wytrzymałość soli na ściskanie, ciśnienie górotworu oraz wielkość wyrobiska. Ponieważ każdy górotwór, również solny, cechuje się pewną niejednorodnością, wyniki pomiarów zmian wymiarów przekroju wyrobisk są nieznacznie asymetryczne. Niemniej jednak dla wyrobisk drażonych w soli charakterystyczne jest to, że zawsze większe deformacje zachodzą pośrodku niż w narożach wyrobiska (rys. 3.41), stąd często potocznie mówi się, że deformacja konturu ma kształt „poduszki”.



Rys. 3.41. Wielobazowa stacja w komórze solnej do pomiaru konwergencji z wartościami rocznych przemieszczeń

Bardzo dobrze zakres konwergencji i zachowanie się górotworu solnego pokazują wieloletnie pomiary prowadzone w wyrobiskach solnych kopalni Polkowice-Sieroszowice (Bieniasz et al., 2019/2020). Niektóre z nich utrzymywane są nawet przez 15 lat, a lic-

ba stanowisk pomiarowych wynosi 50. W zależności od rodzaju soli oraz lokalizacji wyrobiska względem innych wyrobisk zaciskanie w czasie może się wygaszać, może przyspieszać nawet do 100–120 mm na rok (choć ma to charakter krótkotrwały) lub też może być stałe (rys. 3.42). Jednocześnie można zauważyć, że maksymalne początkowe zaciskanie komory może dochodzić nawet do 220 mm, a ponadto zaciskanie pionowe komór jest nieco wyższe niż zaciskanie poziome.



Rys. 3.42. Względna szybkość zaciskania pionowego i poziomego w O/ZG Polkowice-Sieroszowice (Bieniasz et al., 2019/2020 – zmodyfikowany)

W przypadku stosowania w wyrobiskach solnych drewnianych stojaków w czasie postępującej konwergencji i opadania stropu obserwuje się wyginanie drewna, a następnie jego pęknięcie (rys. 3.43). Podobne zjawiska występują, gdy stosowane są kaszty (stosy) drewniane – pod wpływem nacisku ulegają one deformacjom i mogą być

oblewane solą wyciskaną ze stropu (rys. 3.44). W nieuczęszczanych rejonach kopalni takie symptomy stanowią cenne wskazówki pozwalające ocenić zarówno sam fakt występowania konwergencji, jak i jej intensywność – bez konieczności prowadzenia pomiarów.



Rys. 3.43. Niszczenie stojaków drewnianych w wyniku zaciskania pionowego w nieczynnej komorze w KS Wieliczka

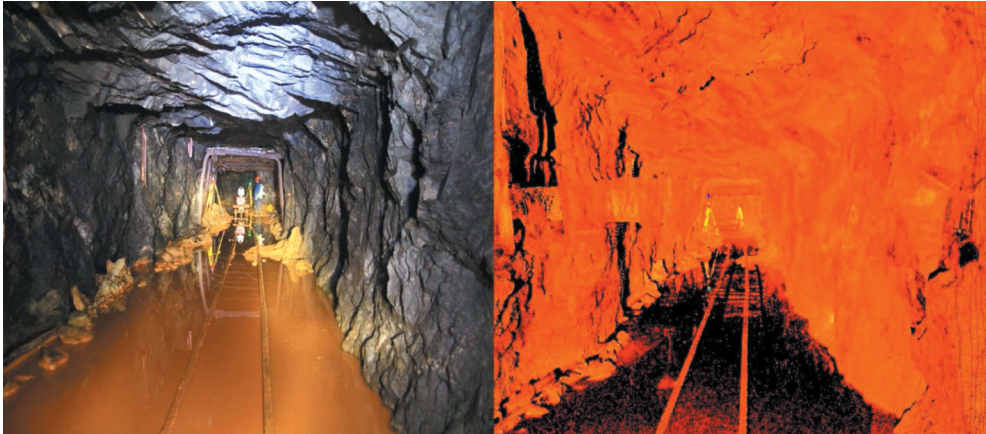


Rys. 3.44. Zaciskanie kasztów drewnianych i oblewanie ich solą w wyniku konwergencji komory – KS Wieliczka

Znacznie bardziej zaawansowaną metodą pomiaru przemieszczeń jest stosowany obecnie dość powszechnie skaning laserowy. Umożliwia on precyzyjne przestrzenne odwzorowanie profilu skał lub obudowy na konturze wyrobiska (rys. 3.45). Służy zatem do dokładnego określania zmiany przekroju poprzecznego na całej długości wyrobiska.

Wykonywanie kolejnych cykli pomiarowych daje możliwość porównania ze sobą obrazu poprzedniego (lub poprzednich) oraz kolejnych, na podstawie czego można określić zmianę nie tylko wymiarów, ale także kształtu wyrobiska.

Zasadniczym warunkiem poprawnego wykonania pomiarów jest umieszczenie na konturze wyrobiska stałych punktów pomiarowych służących jako punkty referencyjne. W przeciwnym razie w kolejnych pomiarach chmura punktów będzie w różnych układach odniesienia, co uniemożliwi porównanie wyników. Wysokie zapylenie i ruchome wyposażenie wyrobisk (np. kolejka podwieszana, wiertnica itp.) w praktyce utrudniają lub wręcz uniemożliwiają wykonanie pomiaru, bowiem skanowanie obejmuje przy okazji także wszystkie elementy wyposażenia znajdującego się w wyrobisku (wzmocnień obudowy, maszyn, kabli, rurociągów itd.). Z kolei skanowanie w słabym świetle znacznie wydłuża sam pomiar, który w normalnych warunkach wymaga zwykle poniżej godziny na 30–40 m wyrobiska wraz z rozstawieniem i kalibracją sprzętu.

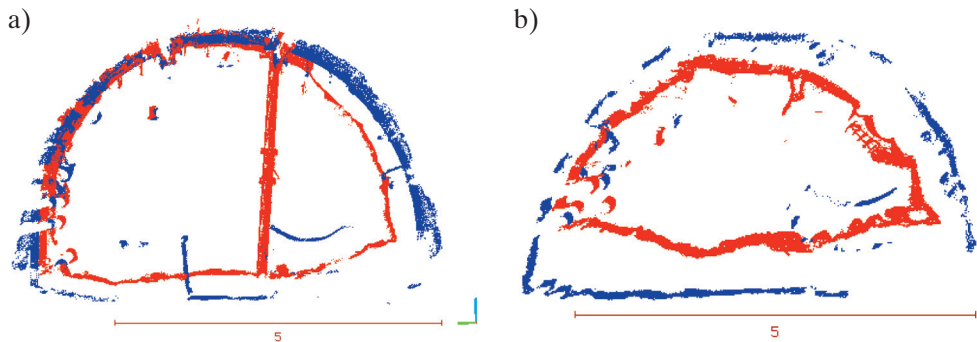


Rys. 3.45. Zdjęcie i obraz zeskanowanego wyrobiska (Kukutsch et al., 2015)

Skaniem laserowym posłużono się do analizy konwergencji chodnika Bw-4. Wyrobisko to pełniło rolę chodnika podścianowego, w którym zastosowano na trzech odcinkach różną obudowę. Skanowanie wyrobiska wykonano dwukrotnie: przed rozruchem ściany i po zakończeniu jej eksploatacji. Przykładowe wyniki pomiarów przedstawiono na rysunku 3.46, gdzie nałożono na siebie obraz wyrobiska przed eksploatacją ściany (kolor niebieski) i po jej zakończeniu (kolor czerwony). W ten sposób na wybranych metrażach chodnika przedstawiono jego przekrój poprzeczny i kształt na dwóch etapach: gdy znajdował się on w obustronnym otoczeniu calizny oraz po przejściu frontu ściany, gdy znajdował się w jednostronnym otoczeniu zrobów. Można zauważyć, że zmiany te są znaczące i zależą w dużym stopniu od zastosowanej w wyrobisku obudowy. Wyniki przemieszczenia całego konturu wyrobiska uzyskane ze skaningu laserowego

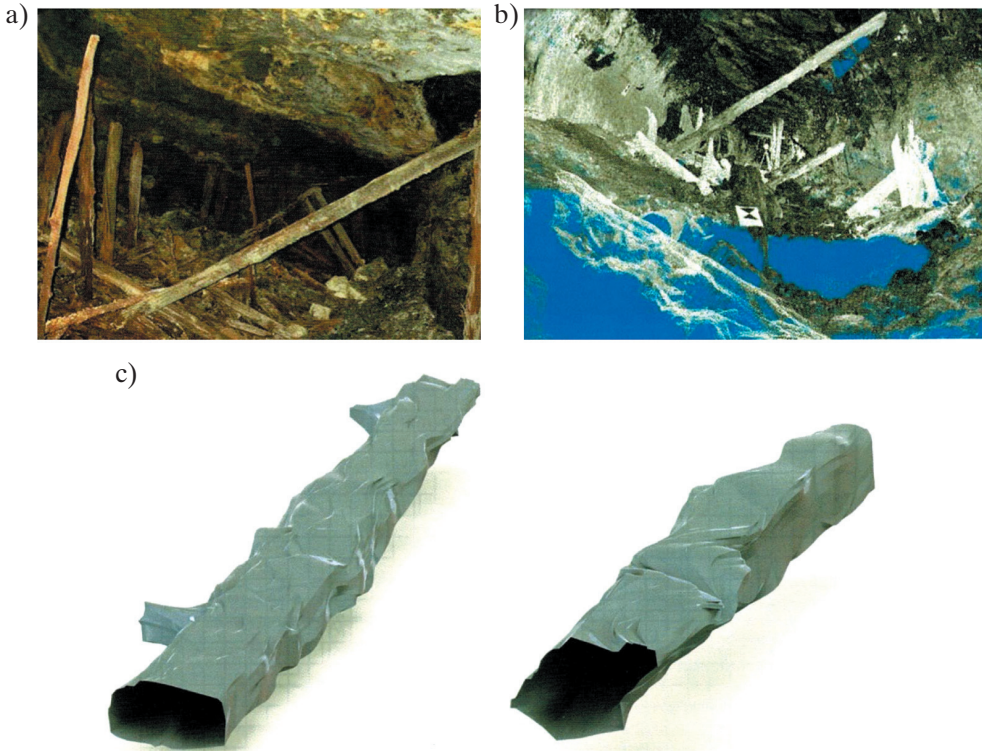
wskazują, że pomiar tylko w jednym przekroju zmian szerokości i wysokości wyrobiska nie pokaże profilu i stref, gdzie deformacje są największe. Dlatego też w przypadku przewidywania znaczących deformacji konturu wyrobiska, szczególnie nierównomiernych na obrysie, zalecane jest prowadzenie skaningu laserowego. Zastosowanie tej metody umożliwi ponadto określenie dokładnych współrzędnych skanowanych obiektów w wyrobisku, co pozwala na precyzyjne monitorowanie zmian konturu wyrobiska na dowolnym metrażu.

Należy podkreślić, że bez względu na technikę wykonywanego pomiaru zawsze należy ustalić wartości progowe dla możliwości ruchowego użytkowania wyrobiska. Wartości te mogą być ustalone w odniesieniu do całego wyrobiska lub jego wybranych odcinków (np. tam, gdzie zmieniają się warunki geologiczne) bądź też, niezależnie, dla osiadania stropu i zaciskania ociosów (Feng, 2022).



Rys. 3.46. Przekrój poprzeczny chodnika Bw-4: a) 250 mb; b) 600 mb

Laserowy skaningu wyrobisk podziemnych jest także szczególnie przydatny w miejscach, gdzie deformacje są bardzo duże, a zagrożenie obwałem wysokie i kiedy nie ma czasu ani technicznych możliwości, aby szybko uzyskać informacje na temat wielkości konwergencji i rozmiarów uszkodzeń przed rozpoczęciem prac naprawczych. Taki przypadek wystąpił w chodniku podstawowym pokładu 510 w ZKWK Guido (Rotkegel et al., 2015). Chodnik ten wydrążony w latach 20. XX wieku, o znacznych wymiarach poprzecznych dochodzących do $7,0 \text{ m} \times 4,5 \text{ m}$, przez wiele lat zabezpieczony był tylko obudową drewnianą, która z czasem zbutwiała lub została przewrócona (rys. 3.47a). W rejonie prowadzącym do Głównej Kluczowej Sztolni Dziedzicznej na wielu odcinkach obudowy w ogóle nie było, a dopiero ostatni 50-metrowy odcinek zabezpieczony był obudową murowaną. Na podstawie odcinkowego skanowania chodnika (rys. 3.47b) z wykorzystaniem programu SolidWorks otrzymano przestrzenne modele wyrobiska, co wydatnie pomogło w doborze jego zabezpieczenia. Zdecydowano się zastosować obudowę drewnianą dwu-, trzy- i czterostojakową, nawiązującą swoją konstrukcją do obudowy historycznej.



Rys. 3.47. Graficzna interpretacja wyników skanowania w pokładzie 510 w kopalni Guido: a) widok chodnika w obudowie drewnianej; b) skanowanie odcinka chodnika w obudowie drewnianej; c) przestrzenny obraz chodnika na odcinku przed Główną Kluczową Sztolnią Dziedziczną (Rotkegel et al., 2015)

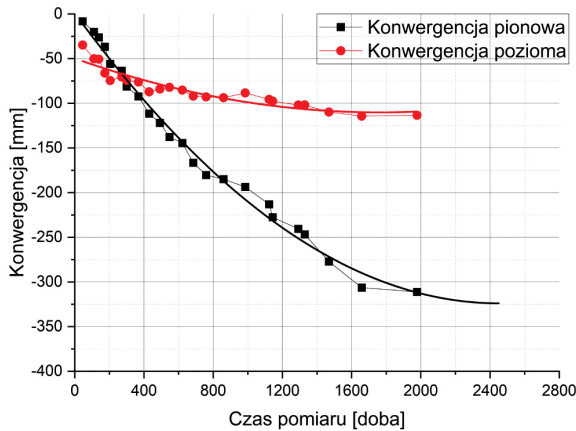
Jak pokazują powyższe przykłady, nie jest łatwo dobrać częstotliwość pomiarów konwergencji. Generalnie co do zasady, im górotwór jest bardziej plastyczny oraz im dłużej jest utrzymywane wyrobisko, tym rzadziej można prowadzić pomiary. Zatem w skałach mocnych, gdzie pomiar konwergencji może wskazać nagłą utratę stateczności (kopalnie rud), najlepszy jest pomiar ciągły lub z kilkuminutową częstotliwością, w górotworze słabym – raz na kilka dni, a w górotworze solnym – raz na kwartał lub pół roku. Bezpośrednio po wykonaniu wyrobiska pomiar w górotworze słabym i solnym powinien odbywać się codziennie. Ouyang et al. (2024) sugeruje, że pomiar konwergencji w skałach słabych i średnio mocnych powinien zależeć od czasu utrzymywania wyrobiska w następujący sposób:

- od 1 do 15 dni – pomiar raz lub dwa razy na dobę,
- od 16 dni do 1 miesiąca – pomiar raz na dwie doby,
- od 1 do 3 miesięcy – pomiar raz lub dwa razy w tygodniu,
- powyżej 3 miesięcy – pomiar od jednego do trzech razy w miesiącu.

Z kolei Fang (2022) sugeruje, że częstotliwość pomiarów powinna zostać dostosowana do przyrostu konwergencji, według następujących kryteriów:

- przyrost konwergencji powyżej 6 mm na dzień – pomiar trzy razy dziennie,
- przyrost konwergencji 1–6 mm na dzień – pomiar dwa razy dziennie,
- przyrost konwergencji 0,6–1,0 mm na dzień – pomiar dwa razy na 3–4 dni,
- przyrost konwergencji 0,3–0,6 mm na dzień – pomiar dwa razy na 4–6 dni,
- przyrost konwergencji poniżej 0,3 mm na dzień – pomiar raz na 6 dni.

Należy pamiętać, że są to tylko sugestie, a częstotliwość pomiaru konwergencji po analizie warunków geologicznych, górniczych i technicznych powinna zostać ustalona przez kierownika robót górniczych (w kopalniach przez kierownika działu górniczego).



Rys. 3.48. Analiza regresji pomiarów konwergencji w przekopie W KWK Borynia (Małkowski et al., 2020a – zmodyfikowany)

W przypadku pomiarów prowadzonych w wyrobisku przez długi okres można wyznaczyć linię trendu, która pozwala prognozować zaciskanie wyrobiska w kolejnych miesiącach. Taką analizę wykonano w odniesieniu do przekopu W KWK Borynia. Na podstawie pomiarów konwergencji wyznaczono równania określające zależność konwergencji pionowej i poziomej od czasu (rys. 3.48). Można stwierdzić, że maksymalne wartości zmiany wysokości wyrobiska zostaną osiągnięte po 2450 dniach, a zmiany szerokości po 1746 dniach. Ogólna postać równania opisującego zmianę konwergencji ΔK w czasie t jest wielomianem kwadratowym typu:

$$\Delta K = at^2 + bt + c \quad (3.1)$$

W celu prawidłowej oceny konwergencji w danym wyrobisku należy zatem określić stałe a , b i c . Prognoza zmiany szerokości i wysokości wyrobiska wykonywana w ten sposób charakteryzuje się wysokim prawdopodobieństwem trafności, o czym świadczy zgodność wyników pomiarów z wynikami uzyskanymi przy zastosowaniu powyższego równania wynosząca 80–90% (współczynnik determinacji $R^2 = 0,8\text{--}0,9$).

Prognozy deformacji wyrobisk, przede wszystkim korytarzowych, od lat są przedmiotem zainteresowania naukowców i praktyków (Stachowicz et al., 1995; Prusek, 2008a, 2010) i wdrażane są w różnych kopalniach. Niemniej jednak dostarczają one przede wszystkim informacji o lokalnych zmianach wymiarów wyrobiska. Prognozy uniwersalne dla danego rodzaju skały lub też jednostki geologicznej (np. skał karbońskich lub soli permskiej) są praktycznie niemożliwe. Wynika to nie tylko ze specyfiki lokalnych warunków geologicznych, ale także górniczych i technicznych. Niemniej zawsze można w odniesieniu do danego wyrobiska lub pola eksploatacyjnego podać ogólną formę równania, które najlepiej opisuje zmianę konwergencji w czasie. Odnosząc się do warunków kopalni Bogdanka, Stachowicz et al. (1995) stwierdził, że najlepsze wyniki prognozy uzyskuje się, stosując równanie typu:

$$\Delta K = a \cdot t^b \quad (3.2)$$

gdzie jednak stała a zmienia się w zakresie 0,905–11,202, a stała b w zakresie 0,240–0,603, co nie pozwala na zastosowanie równania (3.2) w odniesieniu do dowolnego wyrobiska kopalni bez wykonania wcześniejszych pomiarów.

Z kolei Prusek (2010) w swojej pracy rozważał deformacje wyrobisk przyścianowych. Uzależnił on parametr konwergencji wyrobiska Y (osiadanie stropu, wypiętrzanie spągu, konwergencję pionową, konwergencję poziomą oraz charakterystyczne punkty przegięć krzywej konwergencji) od wieloparametrycznego równania zależnego od trzynastu parametrów geomechaniczno-technicznych:

$$Y = b_0 + b_1 R_{cst} + b_2 R_{csp} + b_3 R_{cw} + b_4 L_{st} + b_5 L_{sp} + b_6 G + b_7 h + b_8 v_l + b_9 m_c + b_{10} \varphi + b_{11} D + b_{12} P_{op} + b_{13} P_{oz} \quad (3.3)$$

gdzie:

- $b_0 - b_{13}$ – stałe równania dla danego wyrobiska, –;
- R_{cst} – wytrzymałość na ściskanie skał stropowych, MPa;
- R_{csp} – wytrzymałość na ściskanie skał spągowych, MPa;
- R_{co} – wytrzymałość na ściskanie skał ociosowych, MPa;
- L_{st} – liczba stropu, –;
- L_{sp} – liczba spągu, –;
- G – głębokość zalegania, m;
- h – wysokość ściany, m;
- v_l – postęp dobowy ściany, m/dobę;
- m_c – współczynnik modyfikacji górotworu Bilińskiego, –;
- φ – nachylenie pokładu, °;
- D – długość ściany, m;
- P_{op} – nośność obudowy podporowej przed frontem ściany, MN;
- P_{oz} – nośność obudowy podporowej za frontem ściany, MN.

Choć dla każdego z empirycznie wyprowadzonych równań uzyskał on współczynnik determinacji R^2 w zakresie 0,426–0,918 (średnia zgodność – 0,54), to w praktyce inżynierskiej zastosowanie tych równań jest bardzo trudne. Wymaga ono bowiem w pierwszej kolejności zebrania danych geomechaniczno-technicznych, a następnie przeprowadzenia żmudnej analizy regresji w celu określenia stałych b dla danej ściany i pary wyrobisk przyścianowych. Powyższy przykład natomiast bardzo dobrze pokazuje, od jak wielu czynników uzależniona jest konwergencja wyrobiska korytarzowego, w szczególności znajdującego się w rejonie prowadzonej eksploatacji.

W odniesieniu do górotworu karbońskiego rejonu GZW autorzy monografii (Małkowski et al., 2020b) po wieloletnich badaniach opracowali natomiast prognozę wypiętrzania spągu, która jest główną przyczyną konwergencji pionowej. W tym przypadku stwierdzono, że oprócz czasu decyduje o nim zawsze wytrzymałość skały spągowej na ściskanie R_c oraz jej moduł Younga E (w zakresie deformacji liniowych). Formuła pozwalająca obliczyć wypiętrzanie spągu jest następująca:

$$\ln(u_{sp}) = 0,53 \cdot \ln\left(\frac{t}{R_c}\right) - \frac{25,3}{E} - 6,9 \quad (3.4)$$

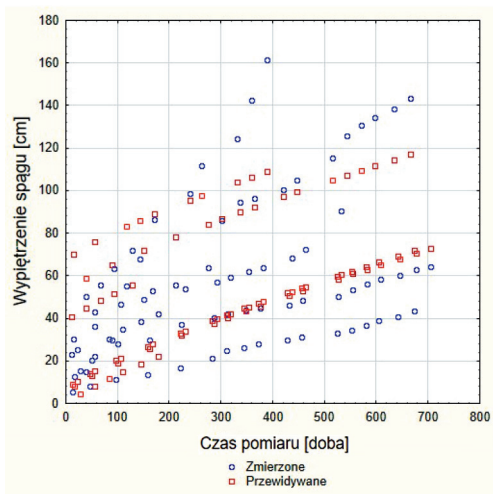
Do prognozy deformacji w strefach zaburzonych tektonicznie lub zawodnionych przy zastosowaniu regresji wielorakiej wyznaczono inne równania. W przypadku prognozy deformacji wyrobiska przechodzącego przez strefę uskokową dodatkowym czynnikiem w równaniu jest wysokość zrzutu uskoku f_h , a w przypadku górotworu zawodnionego – wytrzymałość na ściskanie zawodnionej skały spągowej zalegającej wokół wyrobiska, którą należy zbadać po 6 godzinach zanurzenia w wodzie (R_{c6h}). Zalecane wzory są wówczas następujące (Małkowski et al., 2020b):

$$u_{sp} = 0,36 \cdot t^{0,8} + 0,054 \cdot f_h^{1,2} - 2,53 \quad (3.5)$$

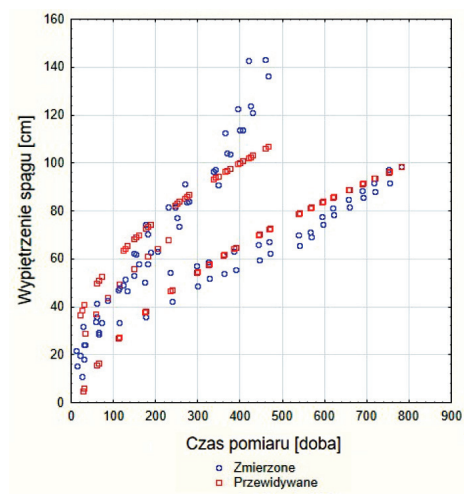
$$u_{sp} = 4,1 \cdot t^{0,5} - 65,6 \frac{R_{c6h}}{R_c} + 28,7 \quad (3.6)$$

Na rysunkach 3.49 i 3.50 pokazano rzeczywiste pomiary oraz prognozę wielkości wypiętrzania spągu, wykorzystując kolejno równania (3.2) i (3.3). Można zauważyć, że prognoza ta nie jest idealna, niemniej daje możliwość szacowania deformacji w 71% w strefie uskoku i w 80% w strefie zawodnionej. W tego typu analizach są to wartości bardzo wysokie.

Oprócz ilościowych metod pomiarowych można korzystać także na przykład z sygnalizatorów konwergencji informujących o przekroczonej dopuszczalnej wartości, która została wcześniej ustalona dla danego wyrobiska. Jedno z takich urządzeń, wyposażone w tyczkę teleskopową rozpartą pomiędzy stropem i spągami, przedstawiono na rysunku 3.51 (Matusz i Szczerbiński, 2013). O przekroczeniu konwergencji uznanej za dopuszczalną urządzenie informuje sygnalizacją świetlną i akustyczną.



Rys. 3.49. Prognoza wypiętrzenia spągu w rejonie uskokowym oraz pomiary rzeczywiste



Rys. 3.50. Prognoza wypiętrzenia spągu w strefie zawodnionej oraz pomiary rzeczywiste



Rys. 3.51. Sygnalizator przyrostu konwergencji (Matusz i Szczerbiński, 2013)

Zupełnie inną metodą oceny stateczności wyrobisk jest kontrola ugięcia stropu za pomocą inklinometrów zaproponowana przez Stoleckiego i Grzebyka (Grzebyk i Stolecki, 2011, 2013, 2014; Grzebyk et al., 2015, 2017). Skały mocne, pomimo uwarstwienia, początkowo w sposób ciągle uginają się nad pustą przestrzenią wyrobiska (rys. 3.52),

zatem nachylenie warstw stropu bezpośredniego względem szerokości wyrobiska (chodnika lub komory) może odzwierciedlać konwergencję w dowolnym punkcie stropu. Strop ten powinien być przede wszystkim skotwiony. W niektórych przypadkach pomiar ten pozwala wyznaczyć konwergencję i rozwarstwienie, ponieważ ugięcie mierzone jest na powierzchni stropu.



Rys. 3.52. Ugięcie mocnego uwarstwionego stropu podpartego kasztem (Grzebyk et al., 2015)

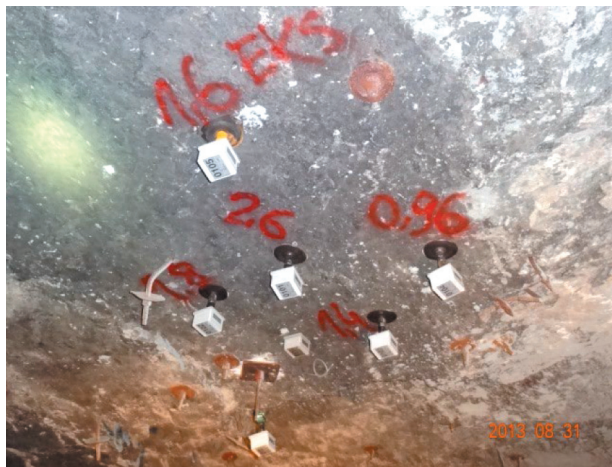
Czujniki pomiarowe CNS (rys. 3.53 z prawej), montowane na końcu kotwy, służą do pomiaru zmian kąta nachylenia w dwóch prostopadłych do siebie osiach za pomocą żyroskopu. Osie zaznaczone są na czujniku. Czujnik jest zasilany bateriami, a dane pomiarowe zapisywane są na karcie pamięci z ustaloną częstotliwością. W obudowie czujnika znajduje się dioda sygnalizacyjna, która informuje o przekroczeniu ustalonych wcześniej wartości kąta. Komunikacja z czujnikiem odbywa się w sposób bezprzewodowy za pomocą terminala TK (rys. 3.53 z lewej). Czujniki zamontowane w stropie komory pokazano na rysunku 3.54. Można zauważyć, że orientacja wszystkich czujników jest taka sama, co pozwala na określanie zmian kąta nachylenia zawsze wzdłuż tej samej płaszczyzny. Zwykle czujniki montuje się jedną z osi pomiarowych prostopadle do osi wyrobiska. Wokół czujników powinny być zabudowane kotwy.

Stateczność warstw stropowych ocenia się, mierząc przyrost zmian kąta nachylenia warstw stropowych, przy czym wartość kryterialną wyznacza się indywidualnie dla każdego rejonu eksploatacyjnego na podstawie obserwowanych uprzednio przejawów

niestateczności. Przekroczenie wartości kryterialnej sygnalizowane jest migotaniem diody kontrolnej o określonej barwie. Aparaturę pomiarową stanowi dwu- lub trójosiowy czujnik nachylenia w kształcie prostopadłościanu, o długości boków wynoszącej kilka centymetrów, składający się z przetworników nachylenia, mikrokontrolera zarządzającego, pamięci statycznej, wymiennej baterii zasilającej, diody sygnalizacyjnej, zegara czasu rzeczywistego oraz przewodu sygnałowego. Nastawianie parametrów pracy czujnika i odczyt danych pomiarowych odbywają się za pomocą komputera poprzez koncentrator komunikacyjny (Grzebyk i Stolecki, 2011).

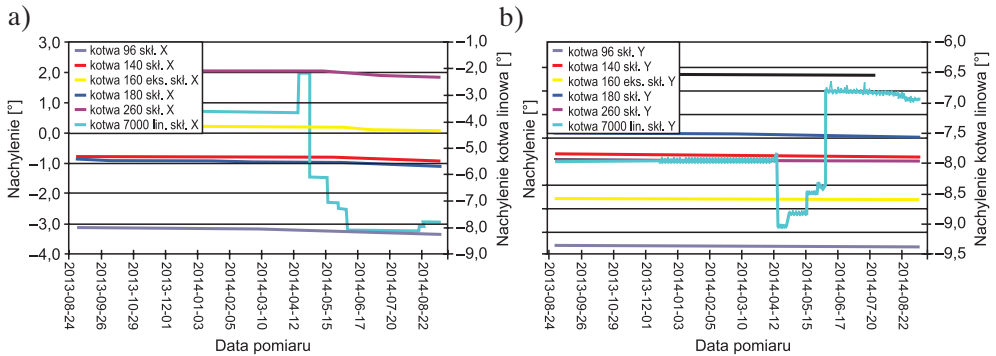


Rys. 3.53. Czujnik inklinometryczny i miernik (Grzebyk i Stolecki, 2014)



Rys. 3.54. Czujniki inklinometryczne rozmieszczone na stropie komory (Grzebyk et al., 2017)

Przykładowe wyniki pomiarów zmian mierzonych kątów nachylenia dla składowej x i y komory zabezpieczonej obudową kotwową pokazano na rysunku 3.55 (Grzebyk et al., 2015). Kotwy, na których zamontowano czujniki, miały różną długość, co sugeruje, że nachylenie zależy od tego, które warstwy zostały skotwione. Zmienna sztywność warstw stropowych zmienia nachylenie stropu. Ponadto, w zależności od tego, w której części komory znajduje się czujnik, ugięcie będzie nieco większe lub mniejsze, dlatego czujniki powinny być instalowane blisko siebie. W prezentowanych wynikach nie można doszukać się zależności pomiędzy długością kotwy i kątem, który zmienia się dla osi X od -3° do $+2^\circ$ (rys. 3.55a), a dla osi Y od $-3,5^\circ$ do $+3,8^\circ$ (rys. 3.55b). Interesująca jest natomiast zmian kąta nachylenia kotwy linowej. Ponieważ jest ona giętka, załamujące się nad stropem warstwy powodują zmienne nachylenie czujnika pod stropem, a nachylenie jest znacznie większe niż w przypadku kotew prętowych i wynosi $8-9^\circ$. Stabilny pomiar przy tym typie monitoringu zapewniają tylko kotwy sztywne.



Rys. 3.55. Nachylenie czujników żyroskopowych w komorze: a) pomiar wzdłuż osi X równoległe do kierunku drażenia; b) pomiar wzdłuż osi Y prostopadłe do kierunku drażenia (Grzebyk et al., 2015 – zmodyfikowany)

Znając wartości nachyleń składowych, można podać wypadkową nachylenia w czasie, a na jej podstawie określić również kąt wychylenia. Wypadkową kątową określa zależność:

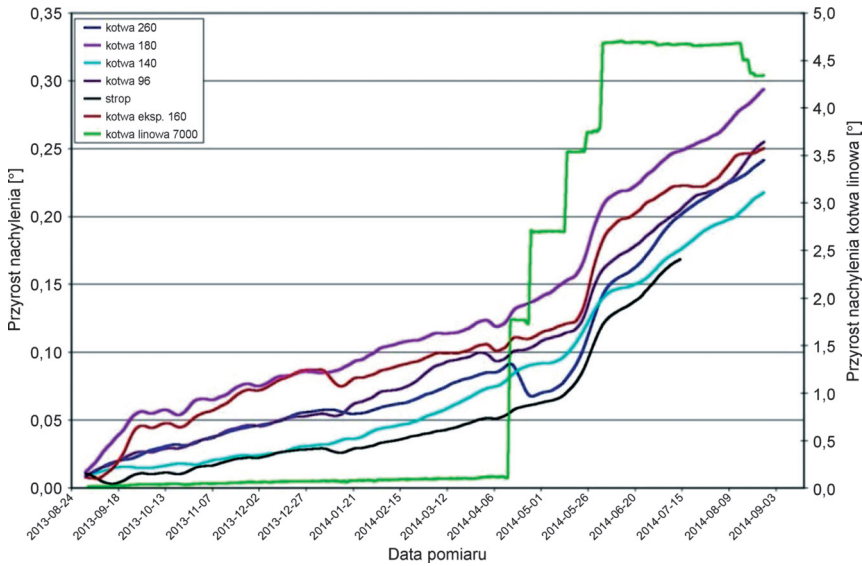
$$\Delta\alpha(t)_{wyp} = \sqrt{\Delta\alpha_x^2(t) + \Delta\alpha_y^2(t)} \quad (3.7)$$

W analizowanym przypadku po około rocznym pomiarze wypadkowa nachylenia na kotwach stalowych wyniosła średnio w przybliżeniu $3,6^\circ$ (rys. 3.56). Zatem w komorze o szerokości około 10 m konwergencja wyniosła w tym czasie 36 mm. Wobec wysokości komory wynoszącej 2,4 m jest to wartość nieznaczna.

Czujniki nachylenia można montować także w pozostawionym filarze technologicznym lub spągu (rys. 3.57a). 13-miesięczny pomiar prowadzony w kopalni Rudna na głębokości 1050 m w komorze o szerokości około 12 m wykazał, że zmiana kąta nachylenia

stropu przy filarze wyniosła około $0,2^\circ$, a przy spągu tylko około $0,03^\circ$ (rys. 3.57b), co wskazuje na konwergencję pionową równą około 48 mm. Jednocześnie czujnik zamontowany w filarze w części górnej (przystropowej) w dolomicie zarejestrował zmianę kąta o $0,75^\circ$, a w części dolnej (przyspągowej) w piaskowcu – aż o $19,8^\circ$ (rys. 3.57b). W wyrobisku o wysokości 4,5 m przemieszczenie poziome filara wyniosło zatem na wysokości dolomitu około 59 mm, a w części dolnej na wysokości piaskowca – aż 1,62 m.

Należy podkreślić, że prezentowana metoda jest objęta ochroną patentową (Grzebyk i Stołcki, 2011).

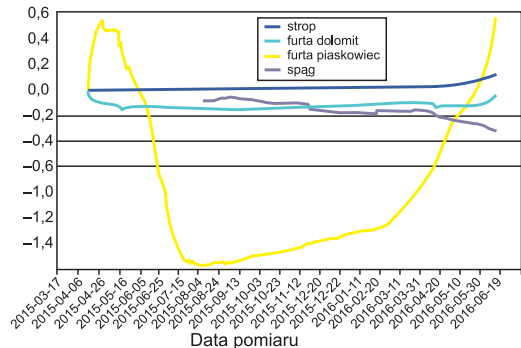


Rys. 3.56. Wypadkowa nachylenia stropu wyznaczona czujnikami żyroskopowymi (Grzebyk et al., 2017 – zmodyfikowany)

a)



b)



Rys. 3.57. Kontrola konwergencji komory i filara:

a) czujniki nachylenia w stropie, w filarze oraz spągu komory; b) wyniki pomiarów na osi Y prostopadłej do filara lub zorientowanej wzdłuż filara (Grzebyk et al., 2017 – zmodyfikowany)

Podsumowując, pomiar konwergencji może służyć do:

- ogólnej oceny zmiany wymiarów przekroju poprzecznego wyrobiska w czasie lub oceny wartości końcowych (Majcherczyk et al., 2004, 2015);
- charakterystyki zaciskania wyrobisk drążonych w specyficznych warunkach geologicznych, na przykład w skałach o określonej wytrzymałości (Stachowicz et al., 1995) lub w strefie uskokowej (Małkowski et al., 2018);
- charakterystyki zaciskania wyrobisk drążonych w sąsiedztwie eksploatacji górniczej, na przykład w chodnikach przyścianowych (Prusek, 2003, 2008a, 2010; Prusek i Majcher, 2003; Korzeniowski et al., 2011);
- kontroli skuteczności metod zabezpieczania wyrobisk przyeksploatacyjnych (Prusek, 2003, 2021; Prusek et al., 2012; Korzeniowski, 2006);
- określania empirycznych równań pozwalających na prognozowanie zaciskania wyrobiska w czasie (Stachowicz et al., 1995; Korzeniowski, 2006; Prusek, 2010; Małkowski et al., 2020a);
- oceny wypiętrzania spągu (Małkowski et al., 2020b; Liu H. et al., 2022);
- weryfikacji opracowanych metod projektowania wyrobisk i tuneli (Małkowski i Niedbalski, 2019; Zhang et al., 2022);
- optymalizacji obudowy wyrobisk (Niedbalski et al., 2013);
- weryfikacji parametrów górotworu (Małkowski i Ostrowski, 2019).

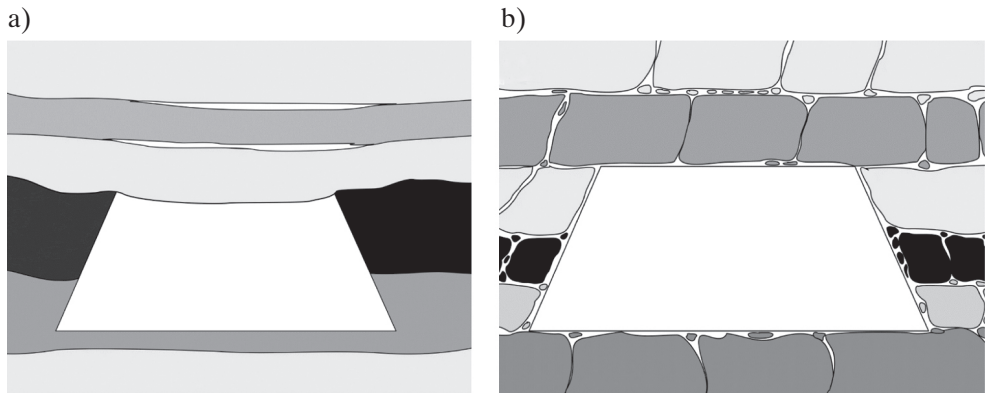
3.2. Rozwarstwienia warstw skalnych

3.2.1. Rozwarstwieniomierze

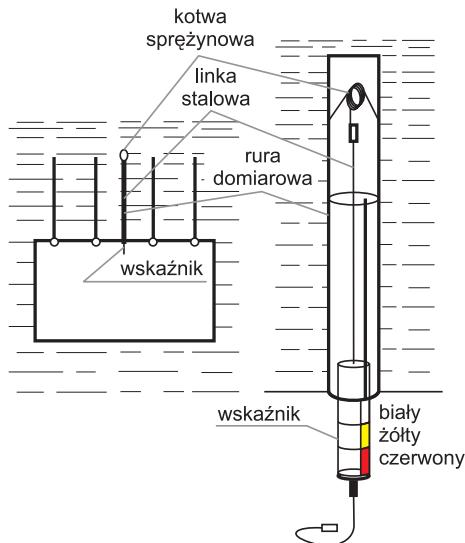
Ruch warstw skalnych, spowodowany wykonaniem wyrobiska górniczego lub tunelu w górotworze, opisywany może być za pomocą wielkości rozwarstwień górotworu lub przemieszczeń poszczególnych warstw. Rozwarstwienia mogą mieć kierunek poziomy, pionowy lub skośny. Jeżeli szczelina rozwarstwienia przebiega poziomo i znajduje się w stropie wyrobiska, może to skutkować obciążeniem statycznym obudowy bądź obwałem (rys. 3.58a). Natomiast jeżeli wokół wyrobiska występują szczeliny o przebiegu pionowym i poziomym, oznacza to, że górotwór ulega podziałowi na bloki (rys. 3.58b).

Jedna z najprostszych technik pomiarowych rozwarstwień opiera się na wprowadzeniu do otworu wiertniczego specjalnych sprężyn lub kotwiczek, które – zaczepione na lince stalowej – stabilizuje się na określonej głębokości. Długość linki pomiędzy kotwiczka a dnem otworu wskazuje pakiet warstw stropowych poddanych badaniom.

Pozorne skrócenie odcinka linki wystającego poza krawędź otworu świadczy o występowaniu rozwarstwień wewnątrz górotworu. Przyrządy te to tzw. rozwarstwieniomierze linkowe. W celu łatwiejszej identyfikacji rozwarstwienia oraz określenia jego wielkości na końcu linki montuje się tuleję z podziałką wskazującą sumaryczną wartość rozwarstwień na całej długości linki. Dodatkowo, jeżeli otwór jest pionowy, tuleje grawitacyjnie obciążają i napinają linkę, więc nie ma potrzeby, aby ją przed pomiarem dodatkowo naciągać. Rozwarstwieniomierze linkowe mogą być jedno- (rys. 3.59 i 3.60) lub wielopoziomowe (rys. 3.61). W przypadku tych drugich w otworze stropowym umieszcza się kilka linek, na których końcu znajduje się cecha identyfikacyjna (rys. 3.62).



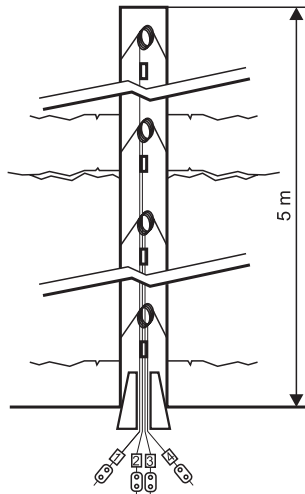
Rys. 3.58. Rozwarstwienia wokół wyrobiska: a) poziome szczeliny rozwarstwień w stropie; b) szczeliny rozwarstwienia poziome i pionowe – podział górotworu na bloki



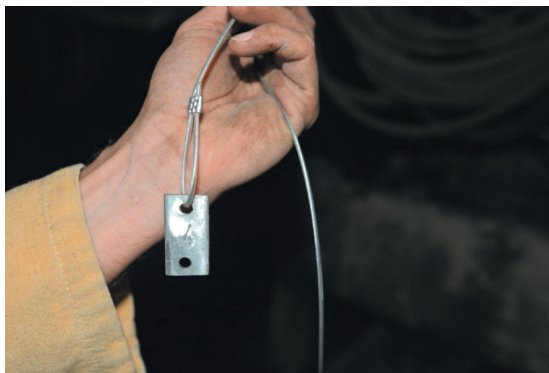
Rys. 3.59. Schemat budowy i instalacji rozwarstwieniomierza jednopoziomowego



Rys. 3.60. Rozwarstwiomierze linkowe zabudowane w stropie wyrobiska



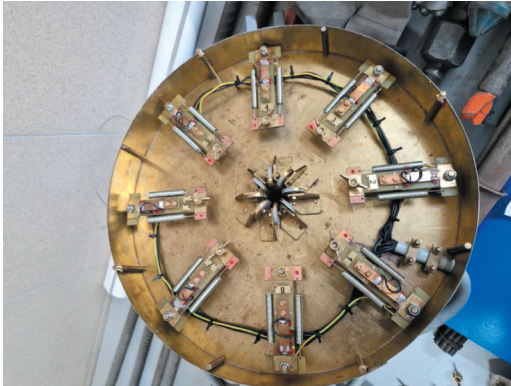
Rys. 3.61. Schemat instalacji linkowego rozwarstwiomierza wielopoziomowego



Rys. 3.62. Linka rozwarstwiomierza zakończona blaszką z numerem identyfikacyjnym

Innym, bardziej dokładnym, sposobem pomiaru rozwarstwień na wielu poziomach jest połączenie linek zamocowanych mechanicznie w otworze (zgodnie ze schematem na rysunku 3.61) z korpusem montowanym na wylocie z otworu, w którym zamocowane są elektryczne czujniki oporowe (rys. 3.63a). Końcówki linek są blokowane w korpusie śrubami, a zmiany odległości pomiędzy kotewkami zagłębionymi na różnych głębokościach otworu mierzone są przez przesunięcie suwaków czujników oporowych połączonych z potencjometrami (Orzepowski, 2013). Odczyty prowadzone są okresowo po przyłączeniu przewodów rejestratora do cyfrowego miernika odczytowego (rys. 3.63b), który odczytując sygnał elektryczny, wskazuje na wielkość przemieszczenia linki w otworze. Po naładowaniu akumulatora miernik działa około 8 godzin, można więc za jego pomocą wykonać wiele pomiarów podczas całej zmiany roboczej. Taki rozwarstwieniomierz zapewnia bardzo wysoką rozdzielczość pomiarową (do 0,01 mm) i jest przeznaczony do stropów mocnych, gdzie niewielkie zmiany przemieszczeń skał mogą świadczyć o ich pęknięciu i zagrożeniu obwałami (Rock Deformation Measurements, 2013).

a)



b)

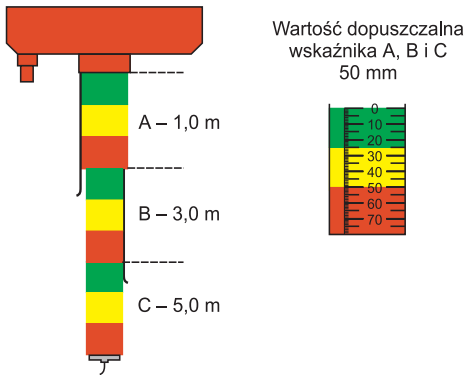


Rys. 3.63. Rozwarstwieniomierz linkowy typu CEN 20/8:

a) podstawa korpusu z ośmioma linkami i potencjometrami linkowymi; b) miernik elektryczny

Obecnie na rynku dostępnych jest wiele rozwiązań rozwarstwieniomierzy wielopoziomowych. Najczęściej, z uwagi na łatwiejszą instalację w otworze, stosuje się rozwarstwieniomierze dwu- lub trójpoziomowe oferowane przez różnych producentów, na przykład Tape Extensometer (RST Instruments, b.d.), Rotary Single Point Wire Extensometer (Nanda Millar Company, b.d.-c), Two Point Extensometer (Sensors & Measurements Enterprises, b.d.-b) czy Auto Warning Convergence Meter (Sensors & Measurements Enterprises SME, b.d.-a), w których na końcu tulei pomiarowych znajdują się wyskalowane różnokolorowe wskaźniki wartości uznanych w danym wyrobisku za dopuszczalne (rys. 3.64). Po zainstalowaniu rozwarstwieniomierza w wyrobisku widoczny jest cały wskaźnik, a rozwijające się w górotworze szczeliny i rozwarstwienia powodują, że tuleja każdej z linek jest stopniowo „wciągana” w górotwór, co wskazuje sumę rozwarstwień. W przypadku dwupoziomowego wskaźnika rozwarstwień umieszczonego w stropie

chodnika, jak na rysunku 3.65, wyżej zabudowana linka wskazuje dopuszczalny zakres rozwarstwień – zielony, natomiast niżej zabudowana linka wskazuje ostrzegawczy zakres rozwarstwienia – żółty (Goenka i Jain, 2012). Niektórzy producenci, na przykład Sensors & Measurements Enterprises (SME), oferują rozwarstwieniomierze dwu- lub trójpoziomowe z wbudowanymi żarówkami LED, które po przekroczeniu wartości progowej wysyłają impulsy świetlne. Na rysunku 3.66 pokazano rozwarstwieniomierz z dwoma diodami, który pozwala na zaprogramowanie dwóch progów: ostrzegawczego i krytycznego w zakresie 5–25 mm (Sensors & Measurements Enterprises, b.d.-a). Diody świecą impulsowo bez przerwy przez 30–40 dni, dzięki temu nawet w mało uczęszczanych rejonach kopalni nawet po kilkunastu dniach pracownik może zauważyć alarmowy stan stropu. Tego typu urządzenie oferuje także hinduska Nanda (Goenka i Jain, 2012; Nanda Millar Company, b.d.-a).



Rys. 3.64. Wartość dopuszczalna wskaźnika rozwarstwieniomierza trójpoziomego zainstalowanego na wysokości 1, 3 i 5 m



Rys. 3.65. Rozwarstwieniomierz zainstalowany w stropie wyrobiska wykonanego w samodzielnej obudowie kotwowej

Rozwarstwieniomierze linkowe są obecnie najpowszechniej stosowane do pomiarów rozwarstwień skał stropowych w kopalniach podziemnych, szczególnie w wyrobiskach wykonanych w samodzielnej obudowie kotwowej (rys. 3.65). Pomiary te są głównym sposobem bieżącej kontroli stanu stropu w wyrobisku i poziomu bezpieczeństwa zawałowego dla zatrudnionej załogi. Położenie rozwarstwieniomierzy linkowych w wyrobiskach prowadzonych w obudowie kotwowej były do niedawna uregulowane prawnie (*Rozporządzenie Ministra Przemysłu i Handlu*, 1995; *Rozporządzenie Ministra Gospodarki*, 2002). Zasięg takiego pomiaru musiał dochodzić do 30 cm powyżej kotwy (tzw. rozwarstwieniomierz niski RN) oraz 30 cm powyżej dwukrotnej wysokości pakietu skotwionych skał (tzw. rozwarstwieniomierz wysoki RW). Wartość krytyczna rozwarstwień niskich powinna wynosić 2% miąższości skotwionych skał, natomiast rozwarstwień wysokich – 1,5% szerokości wyrobiska, co w prosty sposób umożliwiało obliczenie dopuszczalnego rozwarstwienia (Chudek et al., 2012). Choć nie ma obecnie w przepisach takiego zapisu, to zasady te przy kontroli samodzielnej obudowy kotwowej powinny

być zachowywane jako wymagane minimum. Ponadto odległość pomiędzy punktami pomiarowymi powinna wynosić 15–25 m w zależności od ciśnienia górotworu (głębokości) oraz rodzaju skał zalegających w stropie.

Producenci sprzętu do monitoringu górotworu oferują także inne rodzaje rozwarstwieniometry linkowych o różnych zakresach pomiarowych i wskaźnikach, na przykład w postaci zegarów, tarcz lub suwaków. Takie urządzenia można znaleźć w ofercie Strata Control Technology (b.d.-a), Systel Instrumentation Services (b.d.-b), Nanda Millar Company (b.d.-b) czy Sensors & Measurements Enterprises (b.d.). Rozwarstwieniomierz obrotowy tarczowy przeznaczony jest generalnie do pomiarów mniejszych przemieszczeń skał stropowych – do 25 mm (rys. 3.67), choć możliwe jest również wykonanie tarczy z mniejszą podziałką. Montuje się go w otworach o średnicy 43–45 mm i stosuje również podział tarczy na trzy kolory informujące o stopniu zagrożenia: zielony, żółty i czerwony. Zegarowy rozwarstwieniomierz linkowy (rys. 3.68) umożliwi przykładowo rejestrację wielkości rozwarstwień do 50 mm z dokładnością odczytu wynoszącą 0,5 mm (SCT Strata Control Technology, b.d.-b). Dwa mierniki zegarowe zastępują tradycyjne tuleje, pokazując rozwarstwienie niskie (L – *lower*) i rozwarstwienie całkowite (T – *total*). Średnica otworu wiertniczego, w którym może być zainstalowany rozwarstwieniomierz zegarowy, musi wynosić 27–45 mm. Z kolei rozwarstwieniomierz linkowy suwakowy (rys. 3.69) charakteryzuje się znacznie większym zakresem pomiarowym, wynoszącym nawet 150 mm przy dokładności 1 mm (SCT Strata Control Technology, b.d.-a). Sprzęt ten może być stosowany w otworach wiertniczych o większych średnicach, dochodzących do 57 mm. Wskazania wielkości rozwarstwień również są rozdzielone na niskie i całkowite, przy czym zamiast w tuleje czy też mierniki zegarowe rozwarstwieniomierz wyposażony jest w suwaki. Oba czytniki rozwarstwieniometry montowane są w otworze wiertniczym za pomocą rozpieranego plastikowego trzpienia (rys. 3.68 i 3.69).



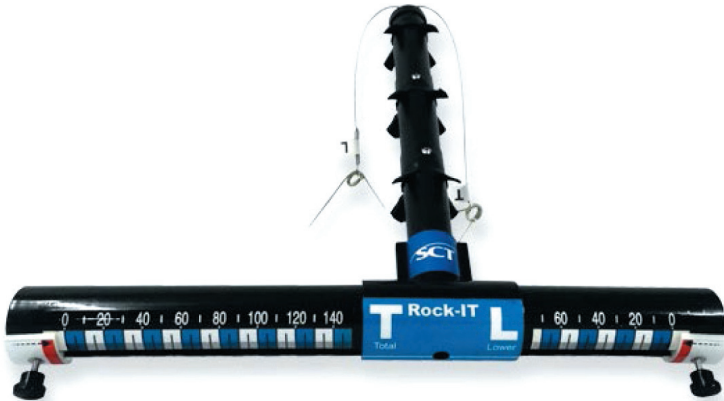
Rys. 3.66. Rozwarstwieniomierz linkowy trójpoziomowy z diodami alarmowymi – Auto Warning Convergence Meter (Sensors & Measurements Enterprises, b.d.-a)



Rys. 3.67. Rozwarstwieniomierz linkowy tarczowy obrotowy – Rotary Single Point Wire Extensometer (Nanda Millar Company, b.d.-c)



Rys. 3.68. Rozwarstwieniometer linkowy zegarowy – Clock-IT Dual Height Roof Monitor (SCT Strata Control Technology, b.d.-b)



Rys. 3.69. Rozwarstwieniometer linkowy suwakowy – 2 Anchor Rock-IT (SCT Strata Control Technology, b.d.-a)

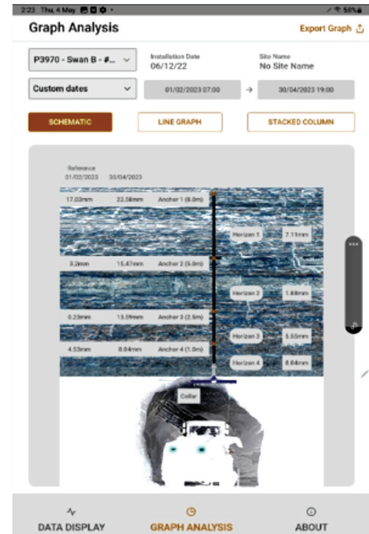
Na rysunku 3.70 przedstawiono najnowsze rozwiązanie rozwarstwieniometra Rock-IT australijskiej firmy Strata Control Technology. Dzięki czujnikom SmartTT zamontowanym na korpusie urządzenia (rys. 3.70a) rejestruje ono sygnał automatycznie, a jednostka zwana RockSHIELD (rys. 3.70a) umieszczona bezpośrednio przy rozwarstwieniometerze rejestruje dane pomiarowe oraz pozwala na ustawienie czasu automatycznego pomiaru i przesył sygnału do sieci kopalnianej lub bezprzewodowo na tablet (MacGregor et al., 2023). Bateria w czujnikach zapewnia jego pracę przez dwa lata przy częstotliwości pomiarów co 15 minut. Oprogramowanie RockSHIELD umożliwia nie tylko gromadzenie danych i ich wizualizację, ale także lokalizację miejsc zabudowy czujników w górotworze (rys. 3.70b), analizę pracy każdego z czujników i ustawienie progno-

wych wartości krytycznych. Urządzenia są połączone szeregowo, co pozwala także na przestrzenną wizualizację rozwarstwień na długości wyrobiska (MacGregor et al., 2023). Rozwarstwiomierze z czujnikiem SmartTT wraz z rejestratorami RockSHIELD zainstalowano w 8-metrowych otworach w stropie kopalni złota w Fosterville.

a)



b)



Rys. 3.70. Rozwarstwiomierz z czujnikiem SmartTT: a) urządzenie wraz z jednostką sterującą RockSHIELD zainstalowane w stropie wyrobiska; b) interfejs programu RockSHIELD pokazujący warstwy stropowe i miejsce montażu czujników (MacGregor et al., 2023)

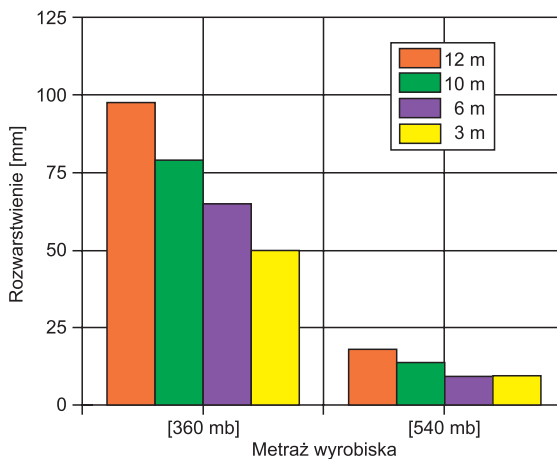
Pomiar rozwarstwień przy użyciu rozwarstwiomierza suwakowego prowadzony był między innymi w chodniku podścianowym PW-1 w kopalni Pniówek (rys. 3.71), wydrążonym na głębokości 960 m w warstwach łupku ilastego, wykonanym w obudowie podporowo-kotwowej. Rozwarstwienia rejestrowano w czterech pakietach skał stropowych w zakresach: 0–3 m, 0–6 m, 0–10 m i 0–12 m przy zbliżającym się froncie ściany.

Na rysunku 3.72 przedstawiono diagram wartości rozwarstwień w chwili, gdy front ściany znajdował się w odległości około 28 m od bazy pomiarowej umiejscowionej na na 360 metrze bieżącym wyrobiska i w odległości 208 m od urządzenia znajdującego się na 540 metrze bieżącym chodnika PW-1. Największe rozwarstwienie na pierwszej bazie pomiarowej wyniosło 50 mm i odnotowano je na odcinku 0–3 m. Różnica rozwarstwień na kolejnych poziomach wyniosła: 15 mm, 14 mm i 19 mm, zatem 12-metrowy pakiet skał stropowych rozwarstwił się wówczas o 97 mm. W tym samym dniu pomiaru, na urządzeniu znajdującym się na 540 metrze bieżącym chodnika PW-1 do wysokości stropu 3 m odnotowano rozwarstwienie wynoszące 10 mm i stwierdzono brak rozwarstwień pomiędzy 3 a 6 metrem pakietu warstw stropowych. Na dalszych odcinkach, 6–10 m oraz 10–12 m, stwierdzono rozwarstwienia wynoszące 4 mm. Zatem

w odległości ponad 200 m od czoła ściany rozwarstwienia skał stropowych do wysokości 12 m wyniosły łącznie 18 mm, co jest ponad pięciokrotnie mniejszą wartością niż w bliskiej odległości od czoła ściany.



Rys. 3.71. Rozwarstwiomierz Gen4 Rock IT zamocowany w stropie chodnika PW-1

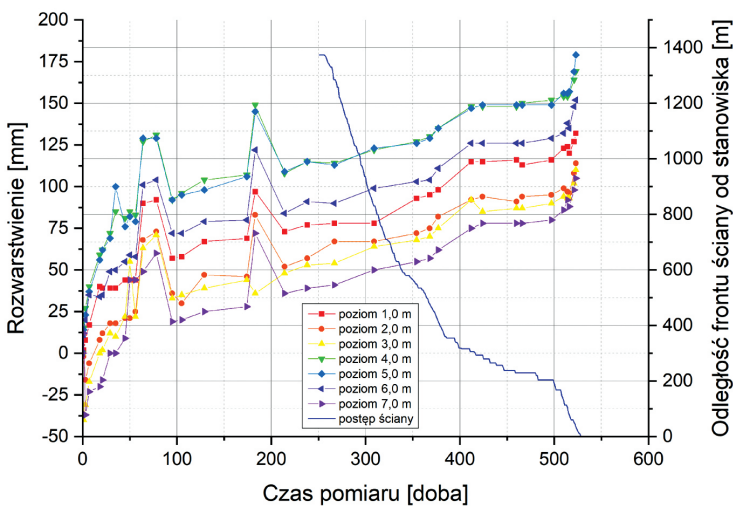


Rys. 3.72. Wyniki pomiarów rozwarstwiomierzem Rock-IT w chodniku PW-1

Na rysunku 3.73 pokazano ruch skał stropowych w funkcji odległości rozwarstwiomierza od frontu ściany. Pomiar prowadzono w chodniku 4/II/385 w KWK Bogdanka na głębokości 950 m. Wyrobisko zabezpieczono zamkniętą obudową łukową podatną. Strop wzmocniono kotwami stalowymi o długości 2,7 m oraz dodatkowo kotwami strunowymi o długości 6,0 m wklejanymi na końcu dwoma ładunkami klejowymi. Pomiar prowadzono rozwarstwiomierzem wielopoziomowym na siedmiu poziomach, tj. co 1,0 m do wysokości 7,0 m. Badania miały na celu ocenę rozwarstwień

stropu w wyniku oddziaływania przesuwającego się frontu eksploatacyjnego. Na rysunku można zauważyć, że ciśnienie eksploatacyjne towarzyszące zbliżaniu się frontu ściany powoduje narastające rozwarstwienia stropu. Rozciągające się kotwy strunowe, które nie są wklejone na całej długości, nie zapobiegają rozwarstwieniom, które propagują w głąb górotworu powyżej strefy kotwienia niskiego. Wskazują na to ujemne wartości rozwarstwień, które w tym przypadku oznaczają kompakcję (podnoszenie się warstw). Oznacza to, że zaraz po wydrążeniu wyrobiska doszło najpierw do ugięcia i niewielkiego rozwarstwienia (około 20–25 mm), następnie już nieco spękane warstwy stropu bezpośredniego zostały połączone kotwami, tworząc belkę skalną bezpośrednio nad chodnikiem. Po założeniu obudowy podporowej warstwy stropowe oparły się o odrzwia i początkowo doszło do ich podniesienia, a następnie rozwarstwienia powyżej poziomu 2,7-metrowych kotew zaczęły narastać. Z pomiarów wynika, że największe wystąpiły na głębokościach 4,0 m i 5,0 m (rys. 3.73).

Badania wskazują zatem, że zastosowanie w stropie kotew stalowych i strunowych o różnej długości nie zapobiega powstawaniu rozwarstwień, choć na pewno je ogranicza. Przed ujawnieniem się wpływu ściany rozwarstwienie wyniosło 80–150 mm i było zależne od odległości warstwy stropowej od konturu wyrobiska.



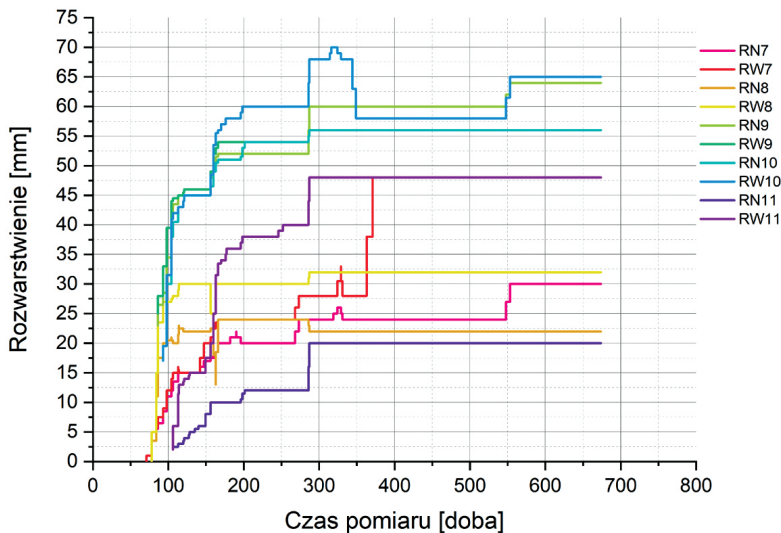
Rys. 3.73. Wielkość rozwarstwień stropu wraz z postępem ściany, chodnik 3/I/385 LW Bogdanka w obudowie podporowo-kotwowej

Podobne obserwacje przeprowadził również Herezy (2012), który za pomocą rozwarstwiemierzy wielopoziomowych linkowych określał wielkość rozwarstwień stropu w miarę zbliżania się frontu ściany. Ustalał także odległość od frontu ściany, przy której zaczynają powstawać rozwarstwienia. Badania prowadził w chodniku 1/VI/385 w KWK Bogdanka znajdującym się głębokości 910 m. Po zainstalowaniu w stropie

liniek pomiarowych na głębokościach 0,5 m, 1,0 m, 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m, 5,0 m i 6,0 m stwierdził, że już w odległości około 120–160 m przed czołem ściany w stropowych iłowcach i mułowcach dochodzi do ich rozwarstwień. Przed samym frontem eksploatacyjnym blisko krawędzi stropu rozwarstwienia mogą osiągać 165 mm, a głębiej – 5–60 mm.

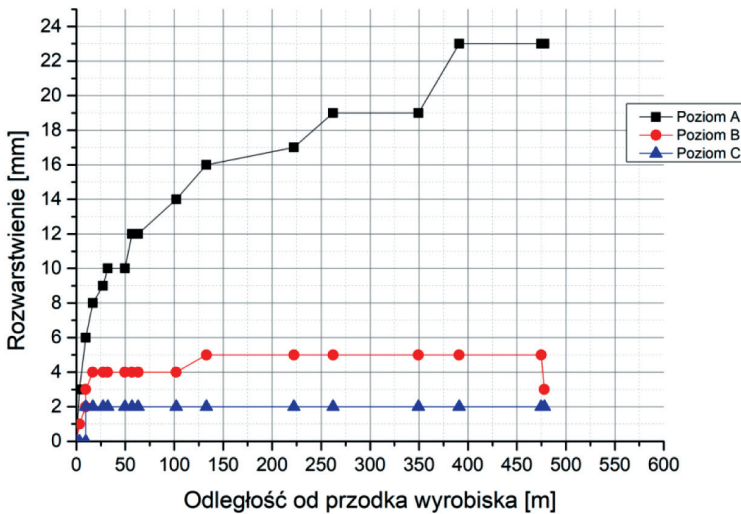
Pomiary te świetnie obrazują, jak prowadzenie eksploatacji górniczej wpływa na górotwór w bliskiej odległości od czujników pomiarowych oraz w jakim stopniu oddziałuje na skały w stropie wyrobiska przyścianowego.

W zależności od rodzaju używanego rozwarstwieniomierza oraz rozmieszczenia urządzeń w badanym wyrobisku wyniki można przedstawiać podobnie jak konwergencję zależnie od potrzeb, interpretując zmiany na przykład w funkcji czasu lub odległości od postępującego przodka. Inaczej przedstawiają się one jednak w przypadku wyrobisk, gdzie stosuje się tylko obudowę kotwową, a inaczej tam, gdzie zastosowano obudowę podporową. Rysunek 3.74 przedstawia wartości rozwarstwień niskich (RN), rejestrowanych na dziesięciu urządzeniach w pakiecie skotwienia stropu, tj. na głębokości około 2,5 m, oraz rozwarstwień wysokich (RW), rejestrowanych na głębokości około 4,5–6,0 m od stropu. Pomiar prowadzono w dowierzchni ściانowej E1 wydrążonej w łupkach ilastych na głębokości około 1000 m. W wyrobisku zastosowano samodzielną obudowę kotwową, składającą się z siedmiu kotew stalowych o długości 2,6 m wklejanych do stropu na całej długości oraz trzech rzędów kotew ociosowych. Łącznie w wyrobisku zabudowano jedenaście baz pomiarowych, a pomiary były wykonywane co kilka dni przez prawie 2 lata, ponieważ po tym czasie rozpoczęto eksploatację ściany. Przez 260 dni w sąsiedztwie prowadzono także drążenie wyrobiska.



Rys. 3.74. Wielkość rozwarstwień w dowierzchni ściانowej E1 wykonanej w samodzielną obudowę kotwową

Ustalono, że wartości krytyczne rozwarstwień niskich w dowieczalni wynoszą 52 mm, a rozwarstwień wysokich – 82 mm. Na wykresie można zauważyć, że rozwarstwienia narastały wraz z czasem prowadzenia w pobliżu prac górniczych, które zmieniały stan naprężenia w górotworze. Po około 200 dniach na bazie nr 7 rozwarstwienia niskie, tj. na grubości około 2,5 m skotwionych skał, osiągnęły wartość krytyczną, po czym ją nieznacznie przekroczyły. Ponieważ jednak nie następował ich sukcesywny dalszy przyrost, a na bazach sąsiednich rozwarstwienia były niższe niż krytyczne, nie zachodziła potrzeba wzmocnienia obudowy wyrobiska, które pozostało stateczne przez cały 2-letni okres. Należy jednak pamiętać, że rozwarstwieniomierze zwykle montowane są z opóźnieniem w stosunku do przemieszczającego się czoła przodka. W opisywanym przypadku montowane były po 72 dniach od wykonania wyrobiska, co skutkuje zaniżaniem rzeczywistej wartości rozwarstwień i często uniemożliwia uchwycenie największej dynamiki odpajania się skał stropowych.



Rys. 3.75. Wyniki pomiarów za pomocą rozwarstwieniomierza trójpoziomowego, chodnik Bw-1n KWK Budryk drążony w samodzielnej obudowie kotwowej

Rysunek 3.75 przedstawia w inny sposób wyniki pomiarów rozwarstwień rejestrowanych przez pojedyncze urządzenie zainstalowane w chodniku Bw-1n, który został wykonany w samodzielnej obudowie kotwowej na głębokości 950 m. W tym przypadku obudowę stropu stanowiło sześć rzędów kotew stalowych wklejanych o długości 2,5 m oraz dwa rzędy kotew strunowych o długości 5 m lub 6 m i trzy rzędy kotew wklejanych w ociosie o długości 2,5 m (Masny et al., 2022). Do monitoringu ruchu warstw stropowych zastosowano rozwarstwieniomierze trójpoziomowe, które umożliwiają pomiar propagacji szczelin w zakresie: 0–1 m (poziom A), 1–3 m (poziom B) i 3–5 m (poziom C). Wyniki postępujących rozwarstwień przedstawiono w funkcji postępu przodka, ponieważ monitoring wyrobiska rozpoczął się już w chwili jego wydrążenia. Można zauważyć,

że na pierwszym metrze stropu rozwarstwienia cały czas rosły, osiągając po 390 dniach 23 mm, na odcinku 1–3 m było to 5 mm, a na odcinku 3–5 m – tylko 2 mm. Rozwarstwienia w wyższych partiach stropu bardzo szybko (około 20 dni) się ustabilizowały i nie zachodziła dalsza propagacja spękań. Jest to zatem zachowanie się stropu zupełnie odmienne od obserwowanego w poprzednim przypadku, pomimo takiego samego rodzaju skały i podobnej głębokości. Wpływ na takie wyniki ma przede wszystkim zastosowanie dodatkowo długich kotew i sprężenie warstw stropowych do wysokości 6 m, ale także technologia wykonania. W chodniku Bw-1n drażenie odbywało się za pomocą urządzenia urabiająco-kotwiącego, typu *continuous miner*.

Na podstawie prezentowanych wykresów można wysnuć kilka interesujących wniosków dotyczących zachowania się średnio związanych stropu skał karbońskich:

- Spękania warstw stropowych propagują najbardziej przez pierwsze kilkadziesiąt dni od wykonania wyrobiska, po czym zaczynają się wygaszać; ich przebieg ma charakter logarytmiczny.
- W pewnej odległości od konturu stropu rozwarstwienia są największe i niekoniecznie dotyczy to warstwy położonej najbliżej konturu wyrobiska. W przypadku pokazanym na rysunku 3.57 największe rozwarstwienia miały miejsce na wysokości 4–5 m.
- Rozwarstwienie w ciągu 3–5 miesięcy może się zwiększyć nawet trzy-, czterokrotnie w stosunku do wartości odczytanych 1–3 dni po zainstalowaniu rozwarstwieniomierzy.
- Rozpoczęcie w pobliżu eksploatacji powoduje przyspieszenie rozwarstwień stropu, które nasilają się, gdy front eksploatacyjny znajduje się w odległości około 80–100 m od miejsca badań.

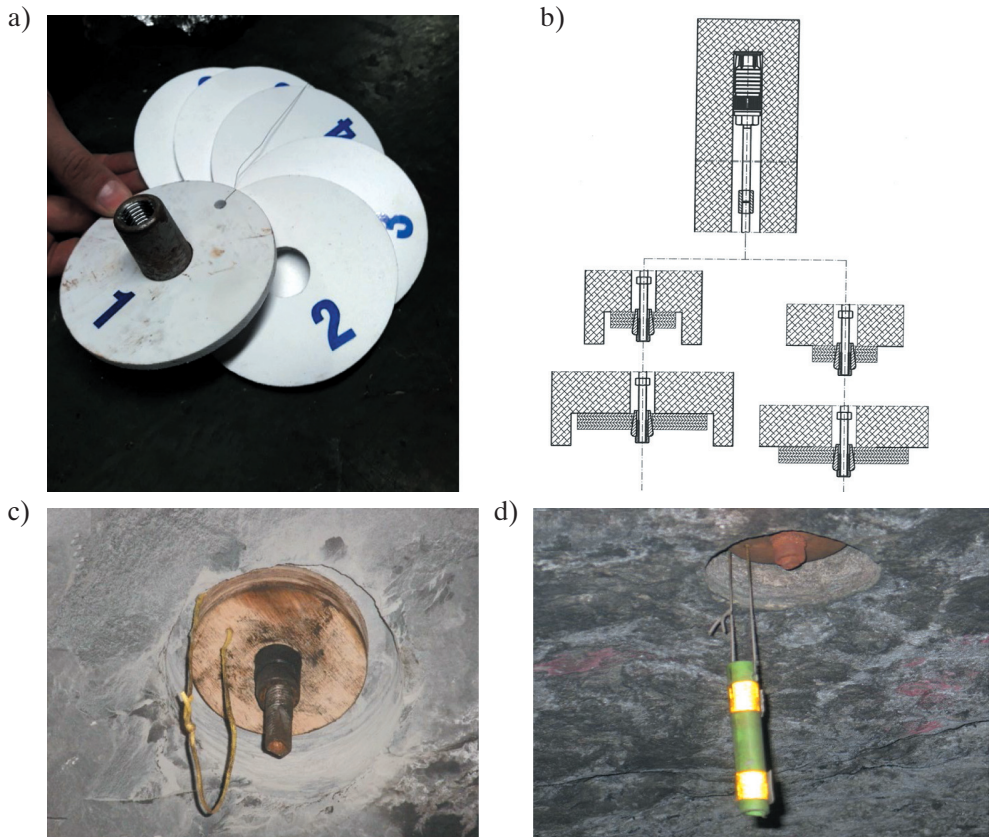
Ponadto można stwierdzić, że bez względu na rodzaj zastosowanej w wyrobisku obudowy ruchy górotworu występują praktycznie bez przerwy, nawet po kilkunastu miesiącach (rys. 3.73–3.75), stąd też zawsze istnieje w wyrobisku ryzyko utraty stateczności stropu, które jest oczywiście szczególnie duże w przypadku stosowania samodzielnej obudowy kotwowej.

Ważnym aspektem analizy ruchu skał stropowych jest prędkość propagacji szczelin. Jest ona szczególnie ważna w przypadku górotworu mocnego, ponieważ szybki przyrost rozwarstwień stropu Δr świadczy o przekroczeniu wytrzymałości skał stropowych na rozciąganie, co może skutkować zbyt dużym ugięciem warstw i ich opadem do wyrobiska (Butra i Orzepowski, 2001; Butra et al., 2002; Orzepowski i Butra, 2004; Majcherczyk et al., 2006b). Prędkość rozwarstwienia v_{rr} definiowana jest jako przyrost rozwarstwień do wybranego czasu t :

$$v_{rr} = \frac{\Delta r}{t} \quad (3.7)$$

W przypadku wyrobisk drażonych w górotworze słabym (np. w kopalniach węgla) czas, w którym następuje ten przyrost, mierzy się w dobach (Majcherczyk et al., 2006b), natomiast w przypadku górotworu mocnego (np. w kopalniach rud) – w minutach lub kwadransach (Butra i Orzepowski, 2001; Butra et al., 2002; Orzepowski i Butra, 2004).

Najprostszym przyrządem do oceny prędkości przyrostu rozwarstwień jest stosowany w polskich kopalniach rud miedzi wskaźnik szybkich rozwarstwień stropu SRS (Butra et al., 2004). Składa się on z pięciu – sześciu krążków wykonanych ze sklejkki lub pomalowanej płyty pilśniowej (rys. 3.76a), nakładanych na końcówkę kotwy rozprężnej zamiast podkładki (rys. 3.76a, b). Klinowa nakrętka zapewnia docisk krążków do stropu podczas montażu (rys. 3.76c, d), ale w przypadku rozwarstwienia skał stropowych na długości kotwy umożliwia ich przesunięcie w dół. Aby móc w warunkach dołowych potwierdzić, że krążek został zrzucony, łączy się je linką przewleczoną przez otwory w krążkach (rys. 3.76a, c, d). Dzięki temu zrzucone krążki nie spadają na spąg i pozostają widoczne dla załogi. Zawieszenie odblaskowego elementu na linie (rys. 3.76d) umożliwia szybkie zlokalizowanie wskaźnika na stropie wyrobiska. Wskaźniki SRS często umieszcza się wewnątrz stropu, wykonując frezowanie przy wlocie otworu (rys. 3.76c, d). Takie rozwiązanie zabezpiecza czujnik przed uszkodzeniem mechanicznym lub wyrwanieniem przez przejeżdżające maszyny.



Rys. 3.76. Wskaźnik szybkich rozwarstwień stropu SRS: a) ponumerowane krążki wskaźnika; b) schemat montażu; c) wskaźnik zamontowany w stropie chodnika (fot. K. Skrzypkowski); d) wskaźnik zamontowany w stropie komory z odblaskowym znacznikiem (fot. C. Matusz)

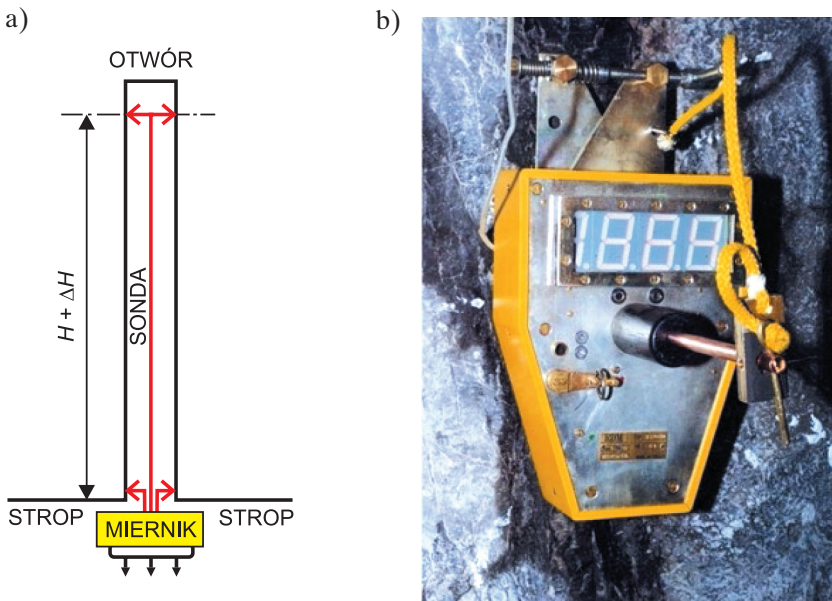
Choć jest to bardzo prosty, inżynierski sposób kontroli stropu, w praktyce okazuje się wyjątkowo skuteczny, a zamontowanie czujnika trwa zaledwie kilkanaście minut. Ponadto jest tani, dlatego w polskich kopalniach rud miedzi czujniki montuje się w każdej komorze w strefie eksploatacji na wysokości 3,0 m, 5,0 m lub 7,0 m (Dziadyk i Wójcik, 2020). O zrzuconych krążkach, czyli wzroście zagrożenia zawałowego, dysponenta informuje dozór kopalni lub przebywający tam pracownicy.

Interesujący sposób sygnalizacji nadmiernych rozwarstwień zaproponowała południowoafrykańska firma New Concept Mining. Plastikowy wskaźnik rozwarstwienia o nazwie Dual FOGlight (FOG – *fall of ground*) montuje się w otworze wiertniczym za pomocą zębatego klina na końcu teleskopowej tyczki (rys. 3.77a). Zasadniczym elementem wskaźnikowym są dwa krążki LED, zielony i pomarańczowy, zainstalowane na końcu wskaźnika i umieszczane pod stropem. Zielony krążek, nasunięty na pierścień korpusu, świeci diodami LED, sygnalizując bezpieczny stan stropu (rys. 3.77b). Gdy rozwarstwienie warstw stropowych przekroczy ustaloną wartość, zielony krążek zostaje zrzucony na spąg, a umieszczony pod nim krążek pomarańczowy zaczyna błyskać diodami LED, sygnalizując zagrożenie obwałem (rys. 3.77c). Producent oferuje wskaźniki do długości 6 m, a progi rozwarstwienia krytycznego można ustawić w zakresie 1,5–6,5 mm. Urządzenie zasilane jest bateriami, które mogą pracować nieustannie przez 12 miesięcy (New Concept Mining, b.d.).



Rys. 3.77. Wskaźnik ledowy rozwarstwienia – Dual FOGlight: a) budowa wskaźnika; b) stan bezpieczny – krążek z zieloną LED; c) stan awaryjny – krążek z pomarańczową LED (New Concept Mining, b.d.)

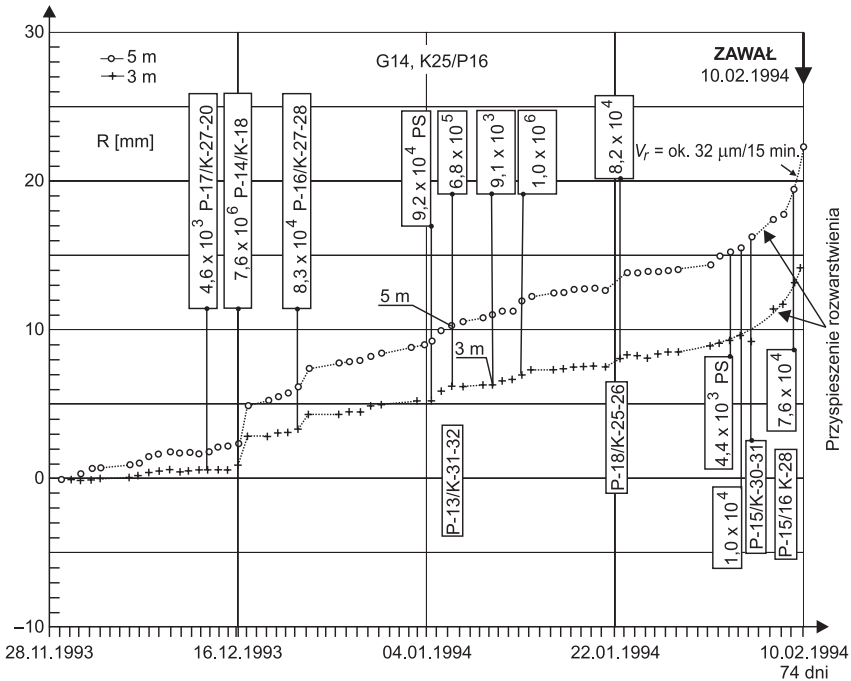
Przedstawiony powyżej wskaźnik nie podaje żadnych wartości liczbowych, dlatego od lat prowadzone są prace nad opracowaniem dokładnych metod pomiaru (Korzeniowski, 2006). Dotyczy to przede wszystkim górotworu mocnego, gdzie nawet mały przyrost rozwarstwień może skutkować obwałem stropu (Butra et al., 2004). Jednym z urządzeń wykorzystywanych do takich pomiarów jest tzw. tester stropu (Butra i Orzepowski, 2001; Butra et al., 2002; Orzepowski i Butra, 2004). Jest to przyrząd składający się z sondy i miernika (rys. 3.78). Sondę stanowi ciężko (np. kotew), które jest rozparte wewnątrz otworu wiertniczego na długości H za pomocą sprężyn. Miernik przetwarzający sygnał przemieszczeń na sygnał elektryczny pozwala zmierzyć rozwarstwienie skał z dokładnością nawet $1\ \mu\text{m}$. Sondę należy zamontować w stropie komory lub wyrobiska korytarzowego tak, aby jej długość przekraczała spodziewany zasięg strefy zniszczenia skał. Ponieważ działanie testera opiera się na pomiarze elektrycznym odkształceń stalowego ciężka, konieczne jest odczekanie około 30 minut na stabilizację temperaturą urządzenia.



Rys. 3.78. Tester stropu: a) schemat; b) miernik zabudowany pod stropem (Orzepowski i Butra, 2004 – zmodyfikowany)

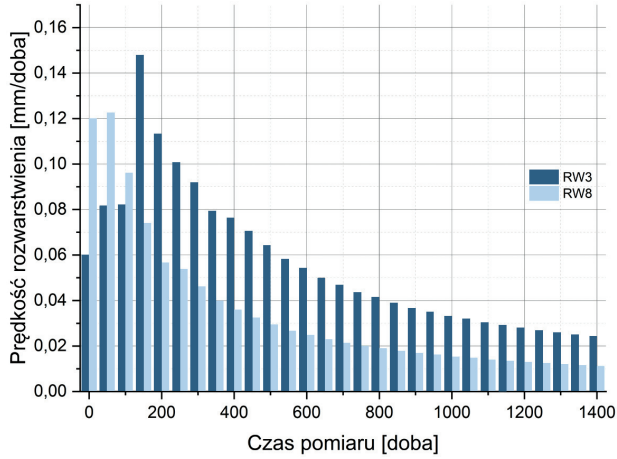
W latach 2001–2004 w polskich kopalniach miedzi wykonano 478 testów, z których 91,6% poprawnie prognozowało stateczność lub niestateczność stropu (Orzepowski i Butra, 2004). Ze względu na dość pracochłonny montaż i konieczność prowadzenia okablowania po 2 latach zrezygnowano z dalszego instalowania tych urządzeń, choć nadal posiadają dopuszczenie WUG do stosowania w kopalniach podziemnych. Urządzenia montowane były często tam, gdzie występowały już objawy utraty stateczności, takie jak opadnięcie sygnalizatorów SRS, pojawienie się nowych szczelin w badaniu

endoskopowym czy przeciąganie końcówki kotwy przez stalową podkładkę (Butra et al., 2002). Ponadto prewencyjnie wykorzystywano je do sprawdzania stateczności skrzyżowań chodników lub miejsc zaburzonych tektonicznie oraz kontrolowania skuteczności profilaktycznych działań w zakresie poprawy stateczności wyrobisk, jak na przykład dodatkowe kotwienie czy stosowanie stojaków drewnianych lub hydraulicznych. Najistotniejszym efektem zastosowania testera stropu jest wyznaczenie krytycznej prędkości rozwarstwienia stropu w warunkach kopalń LGOM, wynoszącej $5 \mu\text{m}/15 \text{minut}$ (Orzepowski i Butra, 2004). Na rysunku 3.79 pokazano zarejestrowany przebieg nagłego przyrostu rozwarstwienia, w wyniku którego nastąpił zawał skał stropowych (Butra i Orzepowski, 2001). Jak można zauważyć, w przypadku mocnych skał dolomitowych w stropie nagły przyrost rozwarstwień o wartości około $32 \mu\text{m}/15 \text{minut}$ spowodował zawał stropu mniej więcej po dobie od nagłego wzrostu tempa rozwarstwień. Tego typu badania są na świecie bardzo rzadko prowadzone.

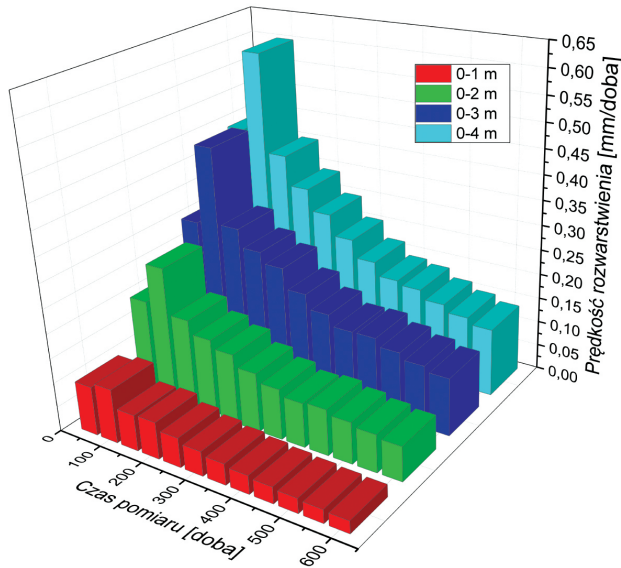


Rys. 3.79. Przebieg rozwarstwień stropu zakończonych jego zawałem zarejestrowany w komorze K-25/P-16 w kopalni Polkowice (Butra i Orzepowski, 2001 – zmodyfikowany)

Na rysunkach 3.80 i 3.81 przedstawiono prędkość rozwarstwień skał stropowych rejestrowaną w kopalni węgla. Rysunek 3.80 ilustruje wyniki pomiaru uzyskane za pomocą dwóch urządzeń zainstalowanych w chodniku pośrednim E1, a rysunek 3.81 – za pomocą rozwarstwieniomierza czteropoziomowego zamontowanego w dowerzchni ścianowej E1 (Majcherczyk et al., 2005b).



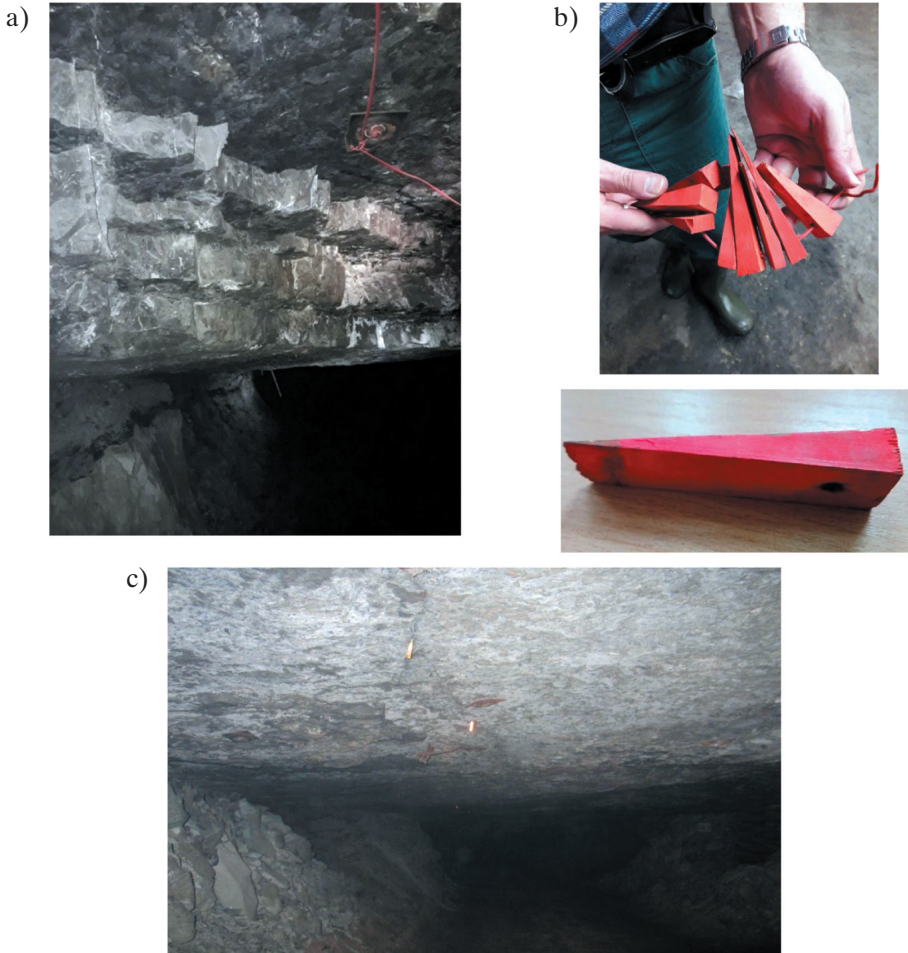
Rys. 3.80. Prędkość rozwarstwienia, chodnik pośredni E1, KWK Rydułtowy-Anna



Rys. 3.81. Prędkość rozwarstwień rejestrowana urządzeniem czteropoziomowym, dowerzchnia ścianowa E1, KWK Rydułtowy-Anna

Prezentowane wyniki prędkości zmian rozwarstwień skał stropowych zarejestrowanych w kopalniach węgla pozwalają zauważyć, że największa propagacja szczelin następuje w początkowym okresie po wydrążeniu i postępują one od konturu wyrobiska. Przyrost rozwarstwień w skałach karbońskich – jeśli nie występują zmiany warunków górniczych – może utrzymywać się nawet do 6 miesięcy od daty wykonania wyrobiska (Majcherczyk et al., 2006a, 2006b, 2015). W skałach mocnych czas propagacji rozwarstwień jest krótki, a zjawisko nagłe, następujące w ciągu kilku dni od odsłonięcia stropu (Butra i Orzepowski, 2001).

Zakres rozwarstwień w bardzo dużej mierze zależy od uwarstwienia górotworu (rys. 3.82a). Nawet w przypadku mocnych skał, o wytrzymałości na ściskanie powyżej 100 MPa, ale z wyraźnie widocznym podziałem na warstwy, będzie dochodzić do rozwarstwień, których dynamika będzie wtedy zależała od szerokości otwarcia stropu, głębokości zalegania i wytrzymałości na rozciąganie na kontakcie warstw. Do rozwarstwień stropu dochodzi zatem przede wszystkim w wyrobiskach drażonych w skałach osadowych poddanych działaniu wysokich naprężeń. Do kontroli propagacji spękań w górotworze mocnym używa się klinów drewnianych (rys. 3.82b) lub stalowych (rys. 3.82c), które są wbijane w powstałą szczelinę. Ich obserwacja pozwala ustalić, czy szczelina się powiększa (rys. 3.82c).



Rys. 3.82. Kontrola propagacji szczelin i rozwarstwień w skałach mocnych: a) intensywnie uwarstwiony strop zbudowany z mocnych skał węglanowych skłonny do rozwarstwień; b) drewniane kliny do wbijania w szczeliny; c) stalowe kliny wbite w szczelinę w stropie

3.2.2. Ekstensometry

Badania rozwarstwień wykonywane mogą być również przy użyciu ekstensometrów. W tym przypadku zamiast linek zakończonych kotwicznymi do otworów wprowadza się sztywne pręty, najczęściej stalowe, polimerowe lub z włókna szklanego, których końce zamocowane są w górotworze (rys. 3.83). Zwykle w jednym otworze montuje się od trzech do ośmiu prętów, choć ich liczba może być ograniczona do jednego lub dwóch. Są to tzw. MPBX, czyli *multipoint borehole extensometers* (wielopunktowe ekstensometry otworowe). Należy pamiętać, że instalacja w otworze większej liczby prętów wymaga odwiercenia wcześniej otworu o odpowiednio dużej średnicy. W przypadku instalacji siedmiu prętów ekstensometrycznych w otworze, jego średnica powinna wynosić około 125 mm.

Pomiar pomiędzy krawędzią otworu a zamocowanym w głębi górotworu ekstensometerem może odbywać się manualnie lub automatycznie. Do pomiarów automatycznych wymagających użycia czytnika lub rejestratora stosuje się ekstensometry wyposażone w czujniki elektryczne lub działające na zasadzie drgającej struny. Czujniki elektryczne rejestrują wydłużenie odcinka pomiarowego, przetwarzając je w sygnał elektryczny, natomiast czujniki strunowe reagują na wydłużenie zmianą częstotliwości drgań własnych struny (rys. 3.84). Przetwornik sygnału przemieszczeń znajduje się w głowicy na końcu urządzenia, instalowanej przy konturze wyrobiska. Podpięcie urządzenia do rejestratora umożliwia wykonywanie pomiarów w dowolnie zadanym interwale czasowym.



Rys. 3.83. Ekstensometr trójpoziomowy MPBX (Multipoint Borehole Extensometer) (Sisgeo 2024b)

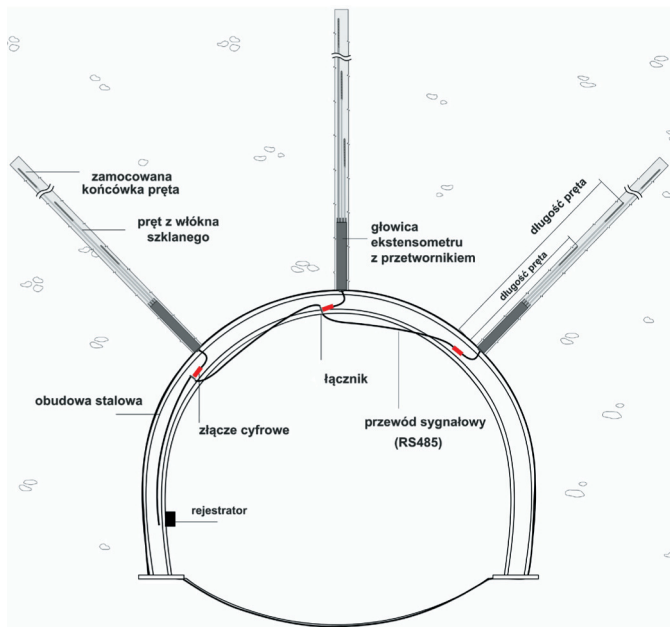


Rys. 3.84. Czujnik odkształceń z drgającą struną – Vibrating Wire Sisterbar (Soil Instruments, b.d.-b)

Oba czujniki w trakcie pomiaru wymagają kompensacji temperatury, niemniej zakres ich pracy wynosi 20–80°C, zatem mogą pracować nawet na dużych głębokościach, gdzie temperatura górotworu jest wysoka. Przeciętny zakres pomiarowy ekstensometrów elektrycznych wynosi 25–200 mm, a urządzeń z drgającą struną – nieco mniej, bo 10–150 mm. Długość mierzonego odcinka wynosi standardowo 10–50 cm, choć na

specjalne zamówienie może być zwiększona nawet do 1,0 m. Należy jednak pamiętać, że znacznie podwyższa to koszty urządzenia. Standardowe długości elementów ekstensometru wynoszą: 2,0 m, 3,0 m, 4,0 m, 5,0 m i 6,0 m. Ekstensometry z drgającą struną są oferowane między innymi przez firmę ACE Instrument (b.d.-d) – VW Rod Extensometer oraz GEOKON (2024) – Model 1100 Borehole Extensometer.

Ogólny schemat instalacji ekstensometru na obwodzie wyrobiska pokazano na rysunku 3.85. W tym przypadku zamontowano trzy automatyczne ekstensometry trójpoziomowe z polimeru (rys. 3.86), a na ociosie wyrobiska umieszczono rejestrator. Oczywiście rozmieszczenie ekstensometrów, ich liczba na obwodzie wyrobiska oraz liczba monitorowanych poziomów zależą od rodzaju górotworu i intensywności jego uwarstwienia, a także od charakteru wyrobiska, jego przeznaczenia i wymiarów.

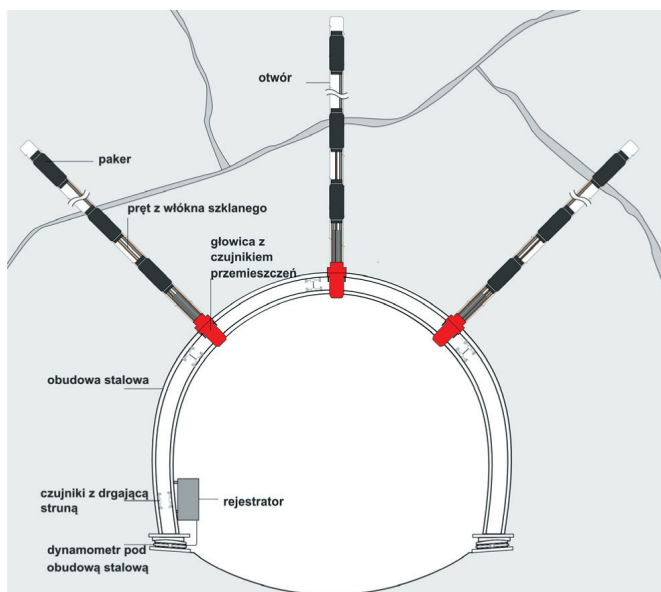


Rys. 3.85. Ogólny schemat instalacji ekstensometrów w górotworze (Sisgeo, 2024a – zmodyfikowany)



Rys. 3.86. Polimerowa końcówka ekstensometru wielopoziomowego

Jeżeli górotwór jest słaby lub zawodniony, w celu zapewnienia lepszego mocowania końcówki ekstensometru zaleca się ją izolować za pomocą pakarów, które umieszcza się w otworze wraz z urządzeniem (rys. 3.87 i 3.88). Pakery takie (rys. 3.88), rozpięrając się o ścianki otworu, centrują ekstensometr, stabilizują położenie mocowań oraz ograniczają dopływ wody do punktów mocowania. Najlepszym materiałem na pręty ekstensometru są polimery lub włókno szklane, ponieważ zapewniają odporność na wodę i korozję oraz elastyczność, co ułatwia transport i przechowywanie urządzenia.

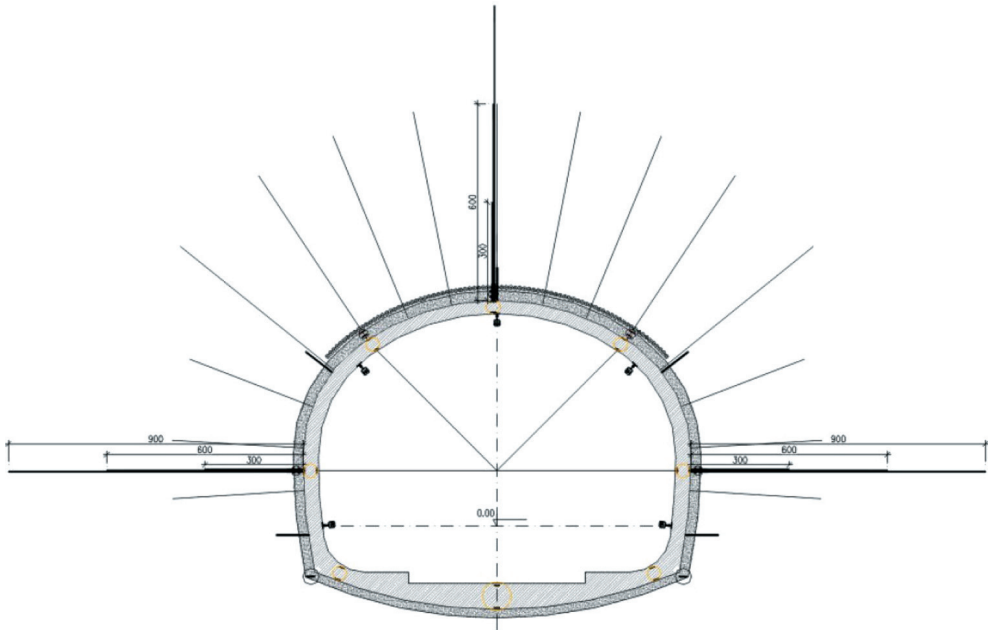


Rys. 3.87. Ogólny schemat instalacji ekstensometrów w słabych i zawodnionych skałach (Sisgeo, 2024b – zmodyfikowany)



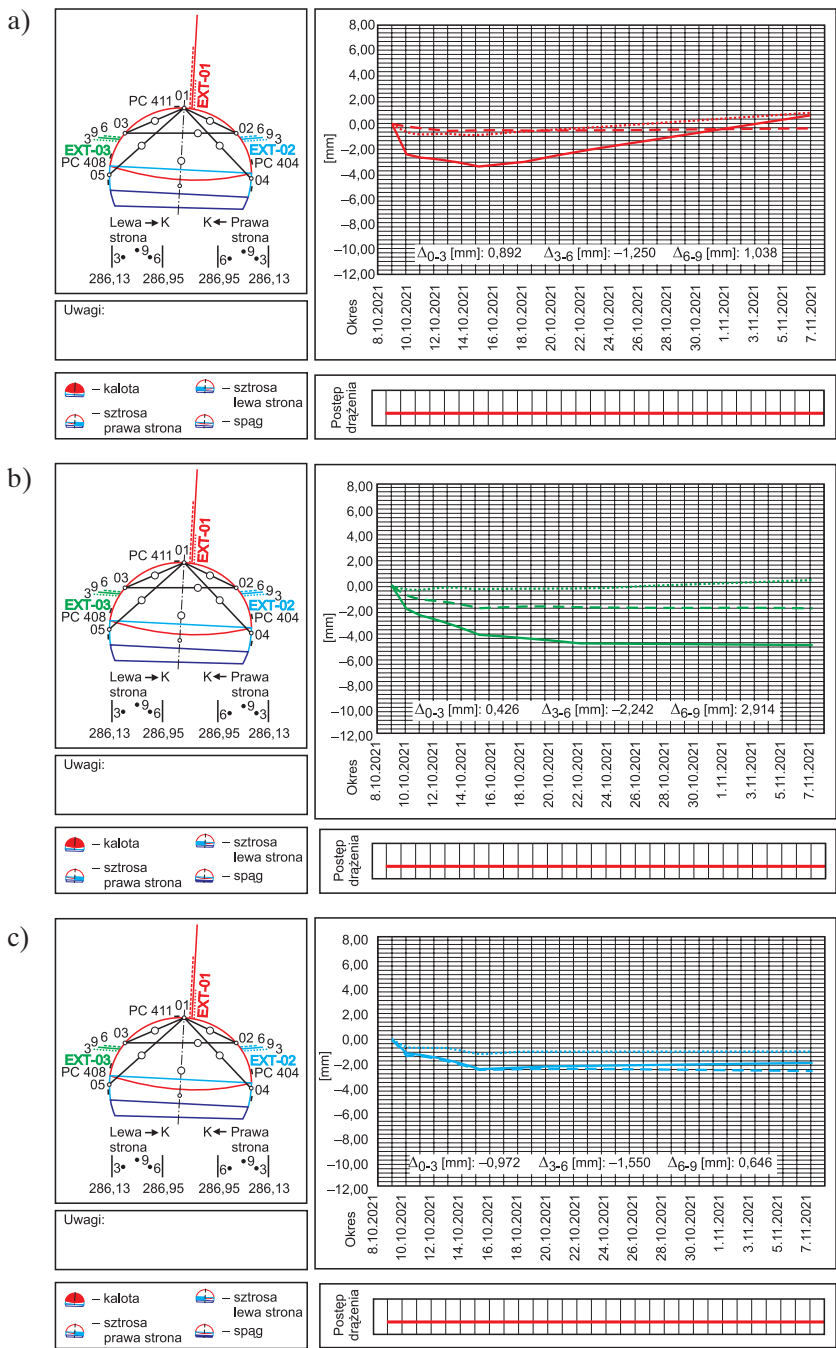
Rys. 3.88. Paker ciśnieniowy na długości ekstensometru wielopoziomowego MPBX (Sisgeo, 2024b)

Na rysunku 3.89 pokazano schemat rozmieszczenia ekstensometrów w tunelu w Węgierskiej Górze. Zastosowano w nim trzy trójpoziomowe ekstensometry: jeden w stropie i dwa w przeciwnych ociosach. Zabudowano je w górotworze po wykonaniu obudowy wstępnej. Poziomy pomiarowe ustalono na 3,0 m, 6,0 m i 9,0 m, przy wysokości tunelu w świetle równej 8,00 m i szerokości 11,13 m.



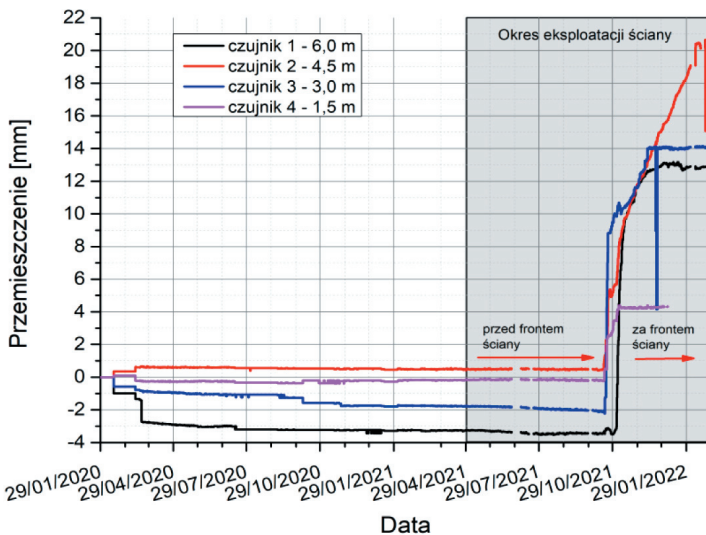
Rys. 3.89. Schemat rozmieszczenia ekstensometrów w wyrobisku tunelowym

Na rysunku 3.90 przedstawiono trzy wykresy przemieszczeń warstw skalnych rejestrowanych niezależnie przez każdy z ekstensometrów przez pierwszy miesiąc oraz ich wartości końcowe. Można zauważyć, że po założeniu obudowy ostatecznej przemieszczenia do głębokości 3,0 m wyniosły w stropie $-0,89$ mm, w lewym ocosie $-0,43$ mm, a w prawym $-0,97$ mm, co oznacza, że warstwy skalne przesunęły się w głąb górotworu. Na głębokości 3,0–6,0 m warstwy skalne przemieściły się w stropie o $-1,25$ mm, w lewym ocosie o $-2,24$ mm (od strony równoległego tunelu), a w prawym o $-1,55$ mm, co oznaczało, że w głębszych warstwach następowała nadal nieznaczna kompaktacja warstw. Na głębokości 6,0–9,0 m warstwy skalne przemieściły się w stropie o $-1,04$ mm, w lewym ocosie o $-2,91$ mm, a w prawym o $0,55$ mm, co oznacza przemieszczenie się skał stropowych prawego ocosu w kierunku wyrobiska, a w lewym ocosie postępującą kompaktację warstw. Sumaryczne wartości przemieszczeń w stropie oraz lewym i prawym ocosie wyniosły kolejno: $-3,7$ mm, $-5,0$ mm i $-3,8$ mm. Ponadto w ciągu tygodnia osiągnięto maksymalne wartości przemieszczeń w stropie i w prawym ocosie tunelu, a w lewym deformacje po około 15 dniach praktycznie się nie zmieniały. Wartości te w porównaniu z rozwarstwieniami rejestrowanymi w wyrobiskach górniczych są minimalne. Założenie obudowy ostatecznej powinno skutecznie stabilizować górotwór, a sztywna obudowa powinna całkowicie ograniczyć ruchy warstw skalnych wokół wyrobiska. W analizowanym przypadku 1–2-milimetrowe przesunięcia skał w głąbi górotworu są jak najbardziej naturalnym zjawiskiem i nie wpływają na stateczność tunelu.

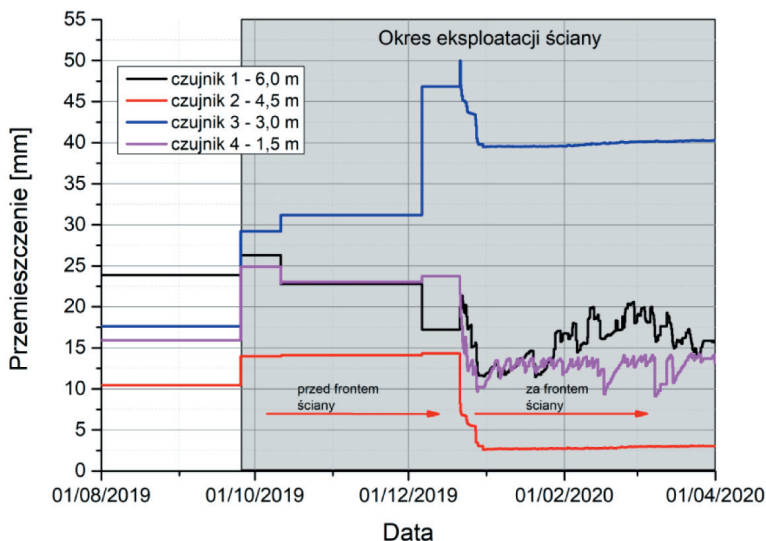


Rys. 3.90. Karty pomiarów z ekstensometrów zamontowanych w tunelu w Węgierskiej Górze po założeniu obudowy ostatecznej: a) ekstensometr stropowy; b) ekstensometr w lewym odcisie; c) ekstensometr w prawym odcisie

Ekstensometr typu MPBX VW model 1391 zastosowano do monitoringu ruchu warstw stropowych w dwóch wyrobiskach przyścianowych: chodniku Bw-4 (rys. 3.91) i chodniku PW-1 (rys. 3.92). Oba wykonano na podobnej głębokości (900–930 m) w obudowie podporowo-kotwowej. Przemieszczenia rejestrowane przez poszczególne czujniki przedstawiono ze szczególnym zaznaczeniem okresu uruchomienia eksploatacji ścianyowej. Na wykresach wyraźnie widać moment przejścia frontu ściany przez miejsce zabudowy urządzenia, ponieważ czujniki na poszczególnych wysokościach ekstensometru gwałtownie zmieniają swoje położenie. Jednocześnie można zauważyć, jak silnie rodzaj skał w stropie oraz oddziaływanie wyżej zalegających wyrobisk wpływają na wielkość początkowych i końcowych rozwarstwień. W stropie chodnika Bw-4, zbudowanym z mało spękanych piaskowców i zapiaszczonych łupków ilastych, początkowo następowała kompaktacja warstw. Warstwy, nie pękając, opierały się o odrzwia obudowy podporowej, co powodowało zaciśnięcie niewielkich szczelin powstałych zaraz po wydrążeniu wyrobiska. Bezpośrednio przed frontem ściany oraz po przejściu frontu ściany doszło do kilkunastomilimetrowych rozwarstwień (rys. 3.91). Z kolei w chodniku PW-1 stropowe spękane łupki ilaste wykazywały rozwarstwienie o szerokości 10–24 mm (rys. 3.92). Przed frontem ściany rozwarstwienia te wzrosły do 14–50 mm, po czym załamujące się warstwy stropowe za frontem ściany zaczęły zaciskać wyrobisko, a wielkość rozwarstwień nieco się zmniejszyła. Sukcesywne łamanie się warstw stropowych powodowało w drugim przypadku okresową propagację i zaciskanie szczelin na poziomie 1,5 m oraz 6,0 m.



Rys. 3.91. Przemieszczenia czujników ekstensometru zainstalowanego w chodniku Bw-4 KWK Budryk

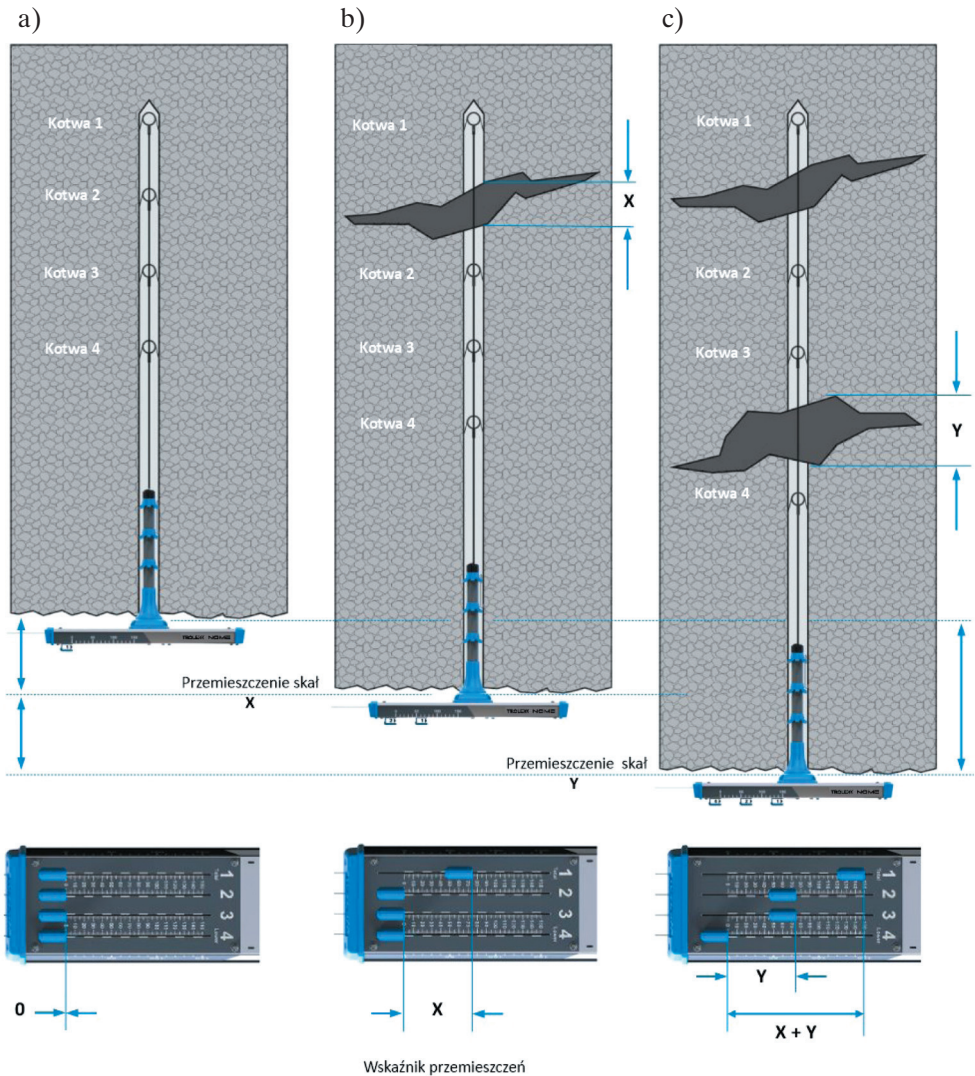


Rys. 3.92. Przemieszczenia czujników ekstensometru zainstalowanego w chodniku PW-1 KWK Pniówek

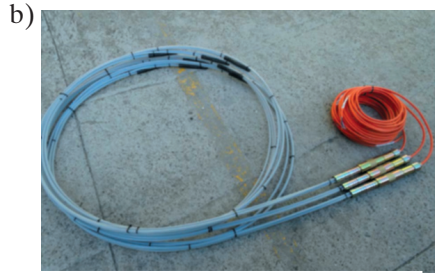
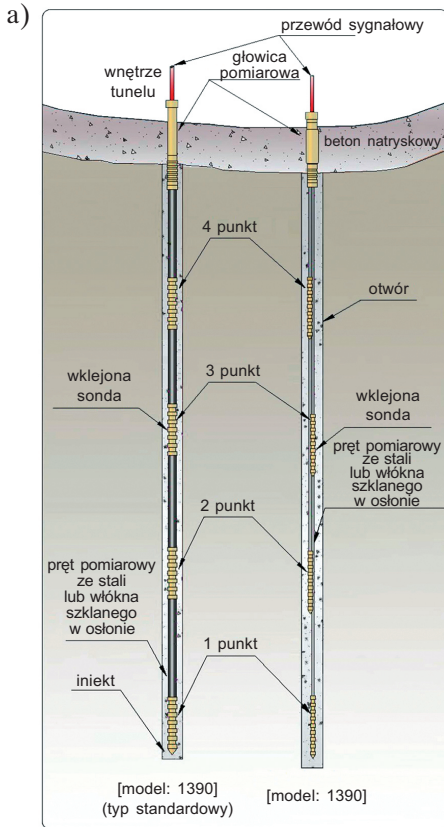
Najnowsza technologia umożliwia pomiar rozwarstwień skał stropowych w systemie ciągłym oraz w zaprogramowanych interwałach czasowych. Pomiary wykonywane są za pomocą rozwarstwiemierzy linkowych (rys. 3.93) lub z drgającą struną (rys. 3.94a), a ich wyniki mogą być gromadzone w automatyczny sposób. W pierwszym przypadku istnieje także możliwość odczytu wartości na suwakach lub wyświetlaczu (rys. 3.93), w drugim – niezbędny jest osobny rejestrator (rys. 3.94d). W obu przypadkach dane mogą być rejestrowane na karcie pamięci lub przesyłane do centrum monitorującego. Należy zauważyć, że pręty ekstensometru mogą być wykonane z giętkiego i nierdzewiącego włókna szklanego (rys. 3.94b), które jednocześnie można osłonić stalowymi rurkami (rys. 3.94a). Do przesyłania danych można wykorzystać światłowód przewody sieci teletechnicznej bądź też utworzyć sieć bezprzewodową.

Ponadto system oferowany przez firmę Trolex – Rock Monitor XR – ma możliwość sterowania pracą wszystkich zainstalowanych urządzeń i ustawiania progów alarmowych na sterowniku, który może się znajdować na przykład na wlocie do danego wyrobiska (rys. 3.95). Aplikacja obsługująca system automatycznie wskazuje wówczas miejsca, w których przekroczone są wartości dopuszczalne rozwarstwień. Ustawienia alarmu można konfigurować dowolnie, uwzględniając zarówno szybkość przemieszczeń warstw stropowych, jak i przemieszczenia bezwzględne (Trolex, b.d.). Generalnie w przypadku rozwarstwiemierzy linkowych ich długość może sięgać nawet 16,0 m, w przypadku prętów z włókna szklanego producenci oferują długości do 8,0–9,0 m. Ciąg urządzeń może być podłączony szeregowo na długości 5–6 km. Rejestratory mają ograniczoną

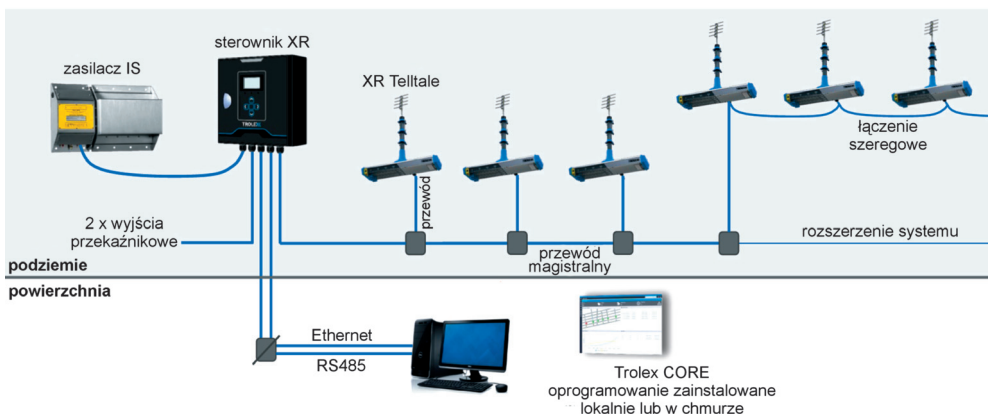
liczbę kanałów, na przykład rejestrator firmy GEOKON – Model 8032 Terminal Board and Multiplexer – do 32, zatem można do niego podłączyć np. cztery ekstensometry mierzące rozwarstwienia na czterech wysokościach oraz dodatkowo np. czujniki obciążeń (GEOKON, 2020b). W przypadku systemu Rock Monitor XR do jednego sterownika można podłączyć do 150 rozwarstwiemiomierzy, a montaż każdego z nich do systemu odbywa się na zasadzie *plug and play*. W przypadku przemieszczeń warstw większych niż zakres pomiarowy urządzenia (150–250 mm) systemu można zresetować (Trolex, b.d.).



Rys. 3.93. Schemat działania ekstensometru elektronicznego czteropunktowego:
a) instalacja; b) rozwarstwienie na poziomie I (wartość X);
c) rozwarstwienie na poziomie III (wartość Y) (Trolex, b.d. – zmodyfikowany)

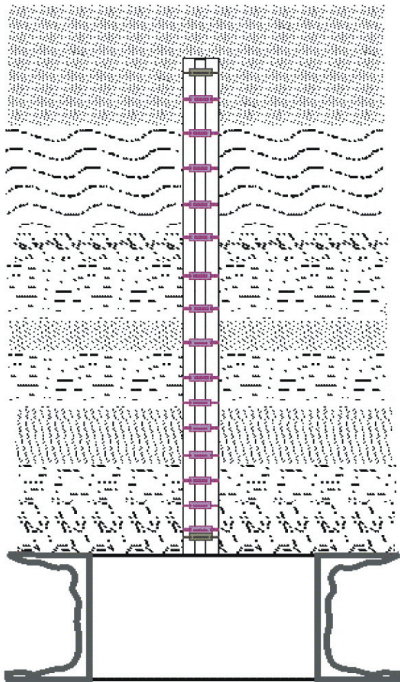


Rys. 3.94. Ekstensometr z drgającą struną: a) schemat instalacji VW Rod Extensometer (ACE Instrument, b.d.-d – zmodyfikowany); b) model 1391 z prętami z włókna szklanego; c) ekstensometr zamontowany w stropie chodnika; d) rejestrator w obudowie przeciwybuchowej

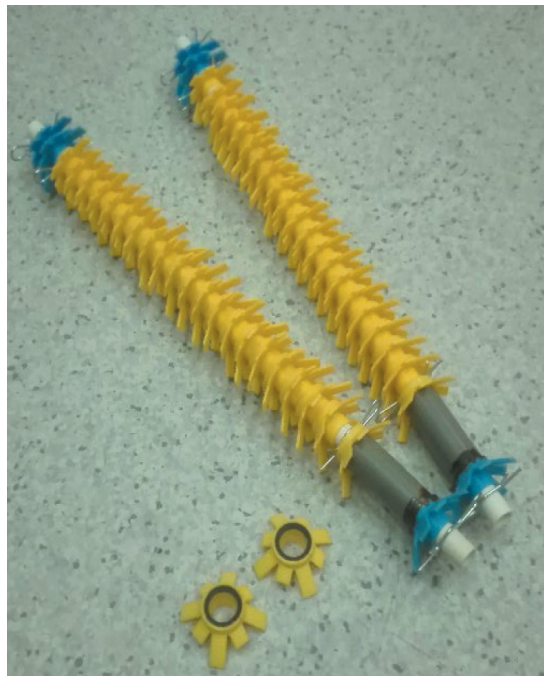


Rys. 3.95. Przesyłanie danych pomiarowych siecią transmisyjną kopalni w systemie rozwarstwieniometry Telltale XR (Trolex, b.d. – zmodyfikowany)

Najbardziej dokładny pomiar rozwarstwień, choć wymagający ręcznego wprowadzenia sondy do otworu, można wykonać za pomocą **ekstensometru magnetycznego** (Małkowski i Niedbalski, 2019; Małkowski et al., 2020a; Su et al., 2022). Pozwala on bowiem w jednym otworze do wysokości 7,7 m kontrolować przemieszczenia stropu nawet na 20 odcinkach. Do otworu wprowadza się 18 plastikowych kotwiczek pomiarowych (rys. 3.96 i 3.97) oraz dwie kotwiczkę stabilizujące i tzw. kotwiczkę zerową (rys. 3.97). Kotwiczkę pomiarowe (na zdjęciu na rysunku 3.97 – kolor żółty) wyposażone są w magnesy, zatem po zamocowaniu ich w otworze wytwarzane jest pole magnetyczne. Sonda magnetroniczna wprowadzana do otworu (rys. 3.98a) rejestruje prędkość fali w pobliżu każdej kotwiczkę oraz umożliwia identyfikację ich położenia względem pierwszej. Porównanie zmian położenia magnesów w kolejnych pomiarach pozwala określić, jak przebiegają przemieszczenia poszczególnych warstw skalnych. Wyniki odczytywane są specjalnym miernikiem, a dokładność pomiaru wynosi 0,025 mm (rys. 3.98b). Dodatkowo wartości przemieszczeń oznaczają ruch kotwiczek w kierunku wyłomu wyrobiska, ujemne – w kierunku przeciwnym. Zmiany odległości pomiędzy poszczególnymi kotwiczkami pomiarowymi określa się jako rozwarstwienia: wartości dodatnie oznaczają powiększenie szczeliny, a ujemne – kompaktację warstw skalnych.

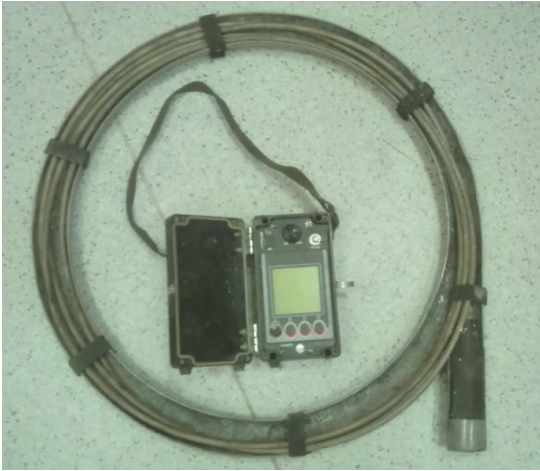


Rys. 3.96. Rozmieszczenie kotwiczek w otworze w stropie wyrobiska



Rys. 3.97. Zestaw kotwiczek pomiarowych z magnesami

a)



b)



Rys. 3.98. Sonda ekstensometryczna:

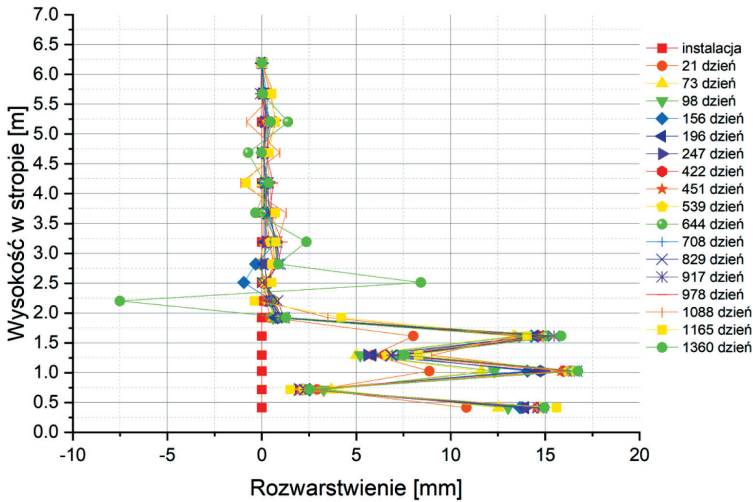
a) widok zestawu; b) wyświetlacz miernika z wartościami pomiarowymi

Do wysokości 3,0 m kotwiczki rozmieszczane są w otworze zwykle gęściej, co około 0,3 m, aby umożliwić kontrolowanie ruchu warstw stropu bezpośredniego z większą dokładnością. Powyżej tej wysokości rozstaw pomiędzy kotwiczkami wzrasta do 0,4–0,6 m. Odległość pomiędzy punktami pomiarowymi, podobnie jak zasięg badań i liczba punktów pomiarowych, zależą od oczekiwanej dokładności oraz przewidywanych zmian w stropie.

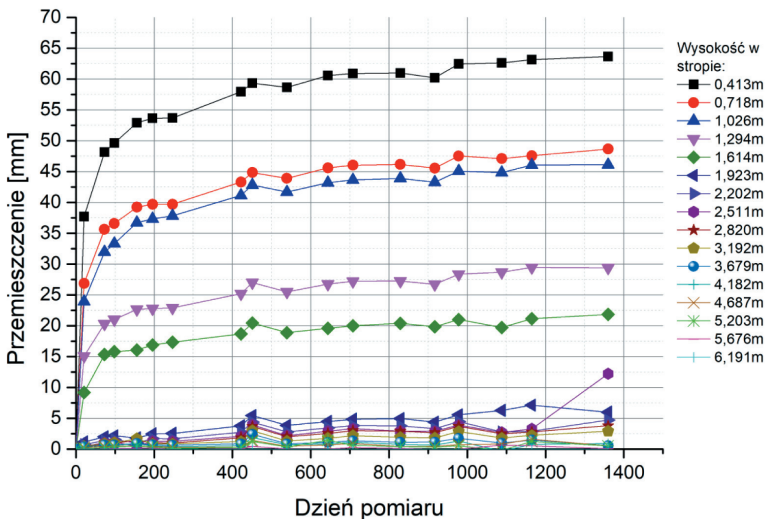
Wyniki pomiarów sondą ekstensometryczną można interpretować na dwa sposoby: albo przyjąć, że punkt na maksymalnej wysokości (zwykle około 7,0 m) pozostaje nieruchomy i traktować go jako punkt odniesienia (rys. 3.99), albo analizować ruch wszystkich punktów pomiarowych w czasie, uwzględniając zmiany odległości między nimi (rys. 3.100). Na rysunku 3.99 przedstawiającym wyniki kilkuletnich pomiarów ruchu skał stropowych w wytycznej wschodniej KWK Budryk, gdzie zastosowano tylko obudowę podporową, widać wyraźnie, że rozwarstwienia skał stropowych przebiegały różnie na kolejnych głębokościach stropu. Do największych rozwarstwień, osiągających około 16 mm, dochodziło na głębokościach 0,5 m, 1,0 m i 1,5 m. W 1360 dniu pomiaru nastąpił podział warstw i ich kompaktacja na głębokości stropu 2,2 m, a jednocześnie pojawiło się nowe 8,5-milimetrowe rozwarstwienie na głębokości 2,5 m. Takie zachowanie jest typowe dla uwarstwionych stropów i łatwo oddzielających się warstw, pomiędzy którymi spójność jest niewielka.

Z kolei na rysunku 3.100, przedstawiającym wyniki pomiarów ruchu skał stropowych w wytycznej wschodniej KWK Budryk, pokazano przemieszczenia poszczególnych czujników w czasie. Widać, że największe przemieszczenia zachodzą w warstwie znajdującej się najbliżej konturu wyrobiska i maleją one w miarę przesuwania się w głąb górotworu. W odległości 0,4 m od krawędzi stropu po 4 latach pomiaru

rozwarstwienia wyniosły 63 mm, podczas gdy na głębokościach 0,7–1,0 m było to już 46–48 mm, a na głębokości 2,2 m zaledwie 6 mm. Tempo przyrostu rozwarstwień skał, podobnie jak przyrostu konwergencji, ma charakter logarytmiczny. Należy zwrócić uwagę na fakt, że stabilizacja ruchów górotworu trwa bardzo długo, szczególnie wówczas, gdy obudowa wyrobiska nie jest sztywna i pozwala na sukcesywne odspajanie się warstw skalnych w czasie. W przypadku wyrobisk górniczych, które utrzymuje się krótko, zwykle przez 2–3 lata, często nie dochodzi do ustabilizowania się rozwarstwień. Dotyczy to zwłaszcza przypadków, gdy stosuje się tylko podatną obudowę podporową.

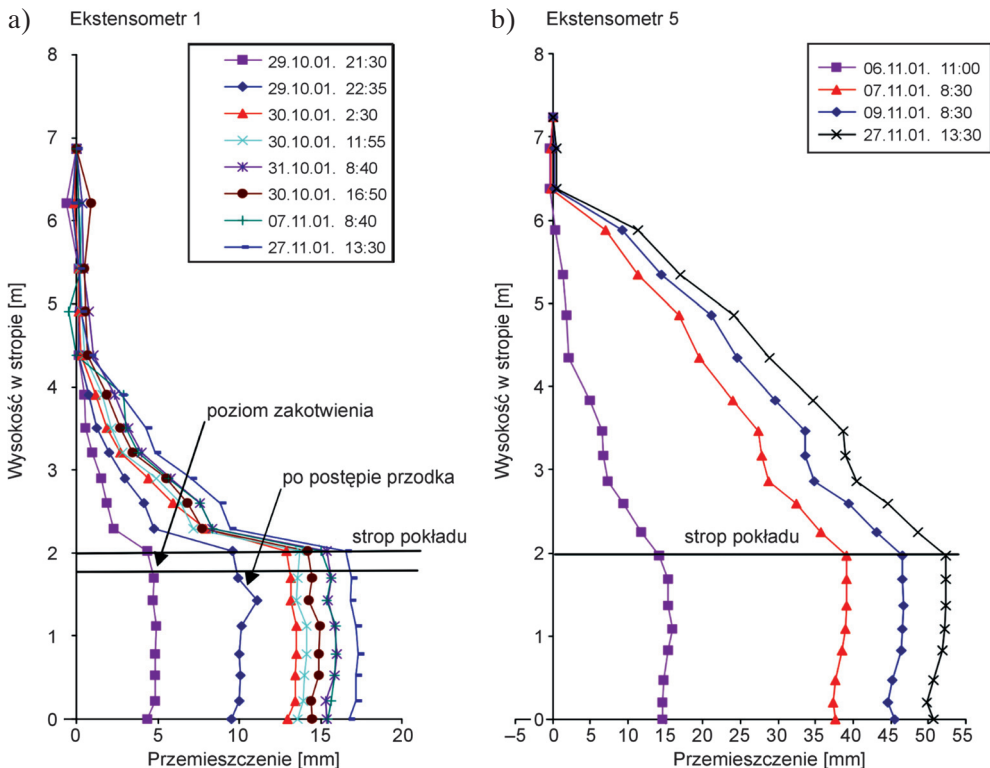


Rys. 3.99. Rozwarstwienie w skał stropowych, wytyczna wschodnia KWK Budryk



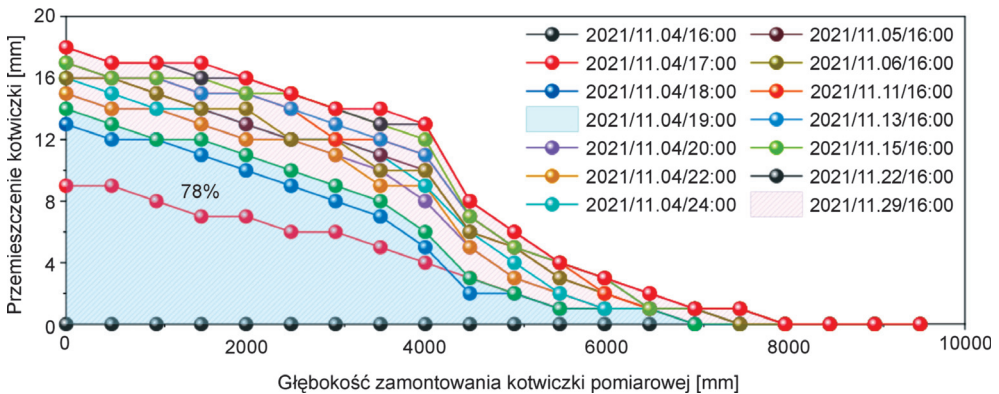
Rys. 3.100. Przemieszczenie skał stropowych, wytyczna wschodnia KWK Budryk

Na rysunku 3.101 przedstawiono wyniki pomiarów rozwarstwień skał stropowych za pomocą sond ekstensometrycznych zabudowanych w chodniku wydrążonym w samodzielnej obudowie kotwowej na głębokości 220,0 m w kopalni Moranbah w Australii (Shen et al., 2003). Wyrobisko miało szerokość 5,2 m i wysokość 3,0–3,2 m, a długość kotew w otworze wynosiła 1,8 m. Zalegający w stropie łupek ilasty miał wytrzymałość na ściskanie 13,0 MPa, występujący powyżej łupek piaszczysty – 19,5 MPa, a zalegający od 2,5 m powyżej stropu piaskowiec – 59,5 MPa. Badania ruchu skał stropowych do wysokości około 7,0 m powyżej stropu chodnika, prowadzone na dwóch sąsiednich bazach (1 i 5) oddalonych od siebie o około 10,0 m, pokazały, że mimo tej samej litologii warstw stropowych wysokość strefy spękań może się znacznie różnić (rys. 3.101). W jednym przypadku było to około 4,2 m (rys. 3.101a), a w drugim – 6,4 m (rys. 3.101b) (Shen et al., 2003). Różnica przemieszczeń skał w kierunku wyrobiska w obu punktach wyniosła około 35 mm. Jednocześnie można zauważyć, że pakiet skał skotwionego stropu bezpośredniego nie ulegał rozwarstwieniu, a przemieszczał się jako całość. Wskutek tego rozwarstwienie na skotwionym odcinku w różnych punktach było takie samo.



Rys. 3.101. Przemieszczenia skał stropowych w chodniku podścianowym 104A w kopalni Moranbah w Australii, wykonanym w samodzielnej obudowie kotwowej: a) ekstensometr nr 1; b) ekstensometr nr 5 (Shen et al., 2003 – zmodyfikowany)

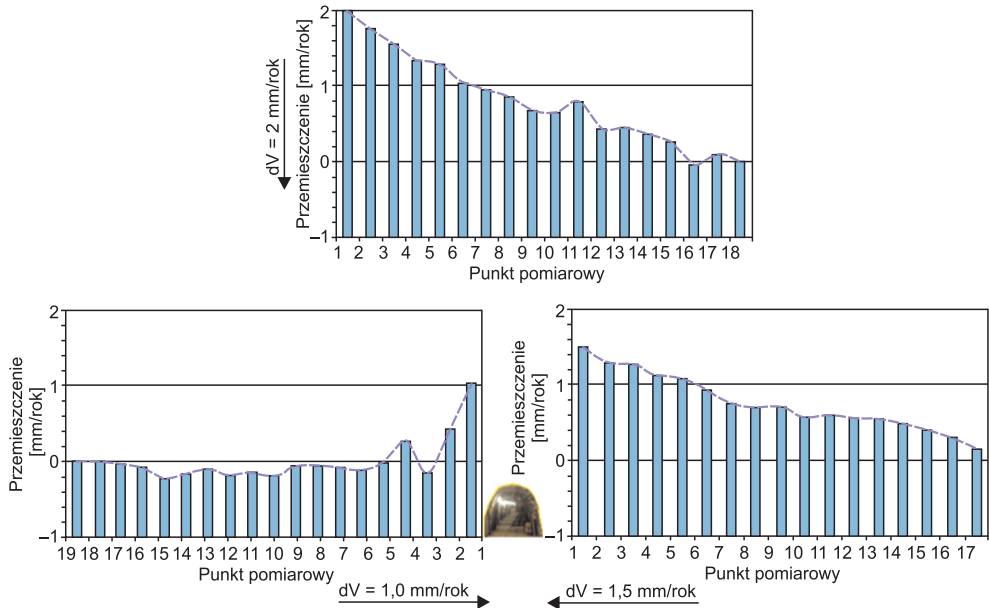
Warty podkreślenia jest fakt, że pomimo ogólnie niewielkich rozwarstwień stropu przemieszczenia o największej intensywności zachodzą zawsze w pierwszych godzinach i dniach po odsłonięciu stropu, a także podczas zmiany warunków górniczych. Badania przeprowadzone przez Su et al. (2022) w chodniku prostokątnym o wymiarach 5,5 m × 4,5 m, wykonanym tylko w obudowie kotwowej na głębokości 330,0 m, wykazały, że w ciągu pierwszych 3 godzin od wydrążenia chodnika zaszło 78% całkowitych przemieszczeń, a ruchy stropu ustabilizowały się dopiero po 11 dniach (rys. 3.102). Strop w tym przypadku zabezpieczony został sześcioma kotwami stalowymi o długości 2,4 m oraz dwoma kotwami linowymi o długości 6,5 m. W ociosie zabudowano po cztery rzędy kotew stalowych o długości 2,4 m. Choć w stropie wystąpiły 17–18-milimetrowe rozwarstwienia do głębokości 2,0 m od konturu wyrobiska, to nie powodowały zagrożenia obwałem. Wartości tych rozwarstwień znajdowały się znacznie poniżej tych uznanych za krytyczne. Powyżej 8,0 m w stropie nie obserwowano ruchów warstw, co świadczy o prawidłowym doborze obudowy kotwowej; jednocześnie pomiar rozwarstwień potwierdził poprawność opracowanego projektu.



Rys. 3.102. Przesunięcie stropu w chodniku transportowym 122110 w kopalni Caojiatan w Chinach (Su et al., 2022 – zmodyfikowany)

Dużą zaletą sondy ekstensometrycznej jest to, że prawie w całości jest wykonana z tworzyw sztucznych odpornych na szkodliwe działanie atmosfery kopalnianej. Z powodzeniem może być ona stosowana w warunkach górnictwa solnego, czego przykładem są pomiary prowadzone od kilku lat w Kopalni Soli w Bochni. Na podstawie uzyskanych wyników pomiarów wyliczona została prędkość, z jaką poruszają się poszczególne kotwiczki umieszczone w trzech otworach wykonanych na obwodzie wyrobiska – w stropie i obu ociosach do głębokości 7,5 m. Dzięki cyklicznym pomiarom odbywającym się co kwartał możliwe było też oszacowanie prędkości rozwarstwień górotworu solnego (rys. 3.103). Jak pokazują pomiary, górotwór solny, do tego zalegający na małej głębokości, deformuje się w bardzo nieznacznym stopniu. Przesunięcie

nia mają charakter ciągły, a wartości przemieszczeń wynoszą około 1–2 mm rocznie na konturze chodnika. Górotwór odkształca się niesymetrycznie i w lewym odcie przemieszczenia występują praktycznie tylko do głębokości około 0,8 m od konturu komory, w stropie – do 6,5 m, a w prawym odcie – do głębokości 7,5 m. Choć różnice te z praktycznego punktu widzenia są minimalne, to świadczą o niejednorodności górotworu solnego.



Rys. 3.103. Prędkość przemieszczeń kotwiczek pomiarowych w otworach wokół wyrobiska w KS Bochnia (Szczerbowski et al., 2023 – zmodyfikowany)

3.2.3. Techniki światłowodowe

Technologia światłowodowa jest już od dwóch dekad stosowana w budownictwie do monitoringu konstrukcji budowlanych. W ostatnich latach pojawiają się coraz częściej próby kontroli deformacji tuneli i wyrobisk górniczych za pomocą światłowodowych czujników (Li et al., 2007; Bednarek i Ulaszek, 2014). Są one odporne na zakłócenia elektromagnetyczne powodowane przez silniki lub systemy łączności, nie są zasilane elektrycznie (dopiero sam odczyt miernikiem wymaga podłączenia urządzenia z zasilaniem, np. bateryjnym) oraz umożliwiają przesyłanie danych na duże odległości.

Czujniki światłowodowe to cylindryczne sensory optyczne wykonane ze szkła kwarcowego wykorzystujące efekt odbicia wstecznego towarzyszący transmisji fali świetlnej przez światłowód. W czasie gdy impuls świetlny przemieszcza się przez światłowód, część światła zostaje rozproszona wstecznie (bez zmiany długości fali), w kierunku źródła, na zasadzie rozproszenia Rayleigha lub Ramana. Tę zasadę wykorzystują

reflektometry optyczne OTDR (*optical time-domain reflectometer*) lub OFDR (*optical frequency-domain reflectometer*), które mierzą natężenie i czas powrotu wysłanego impulsu falowego, pokazując wielkość tłumienia (FIBRAIN, b.d.; Zhang et al., 2024). Inną metodą jest jednoczesne oddziaływanie fal świetlnych i dźwiękowych. W światłowodzie powstaje wówczas tzw. wymuszone rozpraszanie Brillouina, które zachodzi tylko w kierunku wstecznym. Fala propagująca w kierunku nadajnika osłabia moc fali podstawowej. Interakcja między impulsem świetlnym (fotony) a falą akustyczną (fony) propagującą w rdzeniu włókna światłowodu powoduje zmianę częstotliwości fal świetlnych. Częstotliwość rozproszonego światła jest zawsze proporcjonalna do zmiany gęstości włókna. Zmiana gęstości wynika natomiast zarówno ze zmian temperatury włókna, jak i jego odkształcenia. Odkształcenie wynika natomiast z wywołanych naprężeń (FIBRAIN, b.d.). Światłowody mogą zatem być przydatne zarówno do pomiarów odkształceń elementów konstrukcyjnych, jak i w konsekwencji – naprężeń, które je spowodowały (Skłodowski, 2009; Monsberger i Lienhart, 2020; Zhang et al., 2024). Aby móc rejestrować efekt oddziaływania zewnętrznych naprężeń na włókno, trzeba zastosować konstrukcję o jak najmniejszym poślizgu pomiędzy poszczególnymi warstwami wewnętrznymi kabla. Najpopularniejszymi technologiami stosowanymi z wykorzystaniem czujników światłowodowych są: czujniki siatkowe Bragga, interferometryczne czujniki Fabry’ego–Perota oraz czujniki SOFO.

Działanie czujników Bragga opiera się na zjawisku odbicia światła o określonej długości fali w siatce Bragga FBG (*fiber Bragg grating*) zbudowanej na bazie światłowodu. Siatka Bragga to segment światłowodu o długości 5–12 mm, w którym okresowo zmienia się współczynnik załamania światła (Skłodowski, 2009). Dzięki specjalnemu zabiegowi technologicznemu, w efekcie naświetlania promieniami ultrafioletowymi, rdzeń światłowodu na pewnej niewielkiej długości (zwykle kilku-, kilkadziesiąt milimetrów) okresowo zmienia wartość współczynnika załamania światła. Siatka działa jak filtr, odbijając fale o jednej, specyficznej długości, a pozostałe przepuszczając (rys. 3.104a). Pomiar odkształcenia polega na rejestracji zmiany długości fali odbitej od siatki, co pozwala na precyzyjne określenie odkształcenia (Li et al., 2007). Czujniki FBG umożliwiają pomiar odkształceń rozłożonych i quasi-rozłożonych, dzięki czemu doskonale nadają się do długotrwałego monitorowania konstrukcji liniowych, takich jak mosty, tunele czy rurociągi. Można je także rozłożyć na obwodzie wyrobiska (Barbosa et al., 2009).

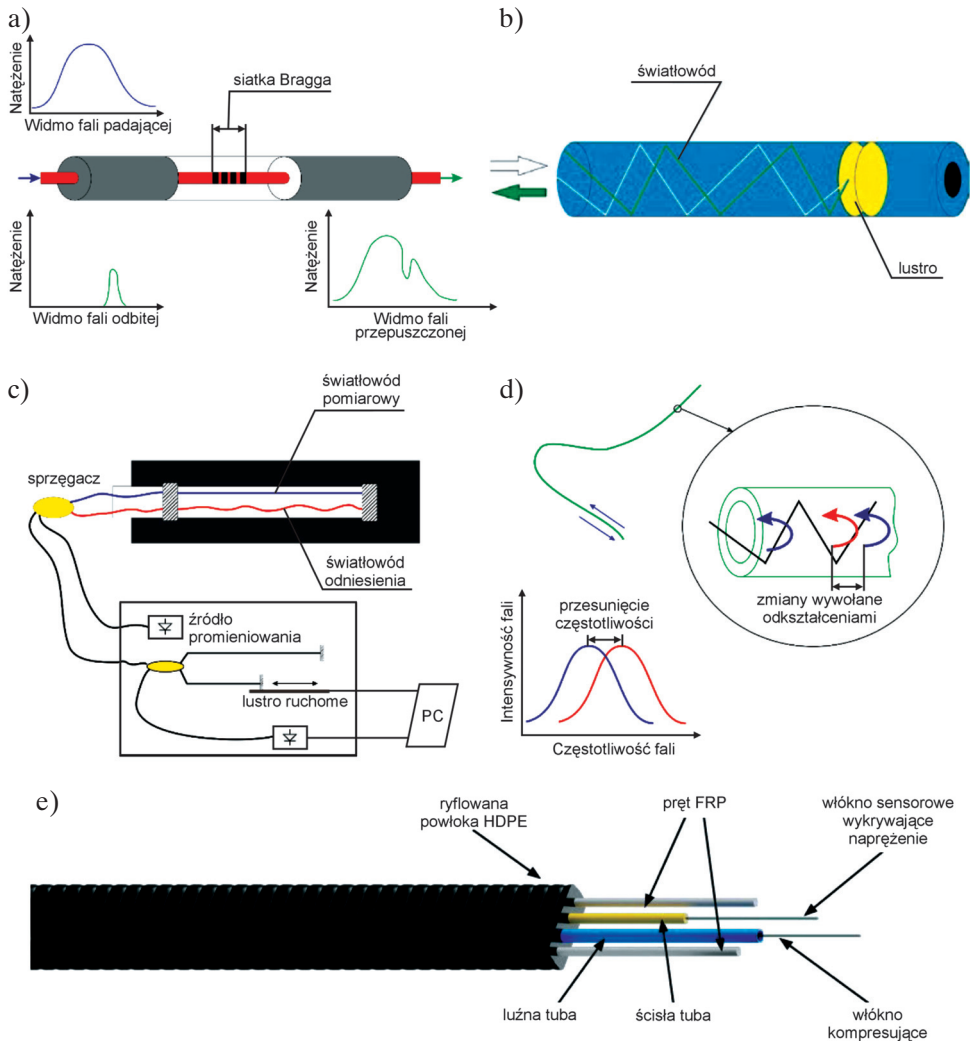
Czujniki Fabry’ego–Perota wykorzystują interferencję światła. Wewnątrz czujnika znajdują się dwie półprzepuszczalne warstwy lustrzane ustawione równolegle względem siebie (rys. 3.104b). Światło przechodzące przez światłowód jest wielokrotnie odbijane pomiędzy tymi warstwami, co prowadzi do interferencji fal świetlnych. Interferencja zależy od odległości między lustrami. Kiedy dochodzi do zmiany tej odległości w wyniku odkształcenia konstrukcji lub zmiany temperatury, zmienia się wzór interfe-

rencyjny, co jest rejestrowane przez detektor. Mierzone odkształcenie jest zatem sumą odkształceń mechanicznych i cieplnych. Pomiar odkształcenia opiera się na analizie zmian interferencji, co pozwala na precyzyjne określenie przemieszczeń (Skłodowski, 2009; Bednarek i Ulaszek, 2014). Interferometryczne czujniki Fabry’ego–Perota są stosowane do lokalnych pomiarów odkształceń i przemieszczeń oraz monitorowania zmian ciśnienia i temperatury w konstrukcjach.

Czujniki SOFO składają się z dwóch równoległych światłowodów: jeden pełni funkcję ramienia pomiarowego (jest napięty), a drugi stanowi ramię odniesienia (jest swobodny). Oba światłowody są połączone sprzęgaczem optycznym. Światło wysyłane z jednej strony dzieli się na dwie wiązki, które podróżują wzdłuż tych światłowodów (rys. 3.103c). Odbite światło wraca do sprzęgacza, gdzie następuje interferencja. Odkształcenia w światłowodzie pomiarowym zmieniają drogę pokonywaną przez falę świetlną, co wpływa na interferencję. Na podstawie przesunięcia fazowego między dwoma wiązkami światła można dokładnie określić deformację konstrukcji (Skłodowski, 2009). Czujniki SOFO są stosowane do pomiaru przemieszczeń i odkształceń na długich odcinkach, co jest przydatne przy kontroli tuneli lub wyrobisk (Inaud et al., 1998; Cheng i Ni, 2009).

Czujniki światłowodowe wykorzystujące zjawisko rozproszenia Brillouina tworzą wewnątrz światłowodu tzw. ruchomą siatkę Bragga (rys. 3.104d). Do wzbudzenia tego zjawiska i pomiaru intensywności rozproszenia w założonym przedziale częstotliwości służy urządzenie zwane *Brillouin optical time domain reflectometer* (BOTDR). Czujnik wysyła wiązkę światła o określonej długości fali, która płynie przez światłowód. W tym samym czasie w światłowodzie generowana jest fala ultradźwiękowa poruszająca się z prędkością dźwięku. Wywołuje ona naprężenia w materiale światłowodu, co powoduje drobne zmiany w lokalnym współczynniku załamania światła. Zmiana częstotliwości fal jest proporcjonalna do zmiany gęstości włókna wywołanego naprężeniem (Zasada et al., 2007; Bednarek i Ulaszek, 2014).

Ponieważ przyczyną rozpraszania światła Brillouina może być jednocześnie zmiana temperatury i wzdłużne naprężenie światłowodu, firma FIBRAIN opracowała nową konstrukcję kabla, tj. DSST (*distributed strain sensing cable*), która ma na celu zróżnicowanie źródeł zmiany charakterystyki rozpraszania. W kablu znajdują się dwa włókna światłowodowe różniące się sposobem pokrycia i zabezpieczenia (rys. 3.104e). Kompensację temperatury zapewnia włókno umieszczone w luźnej tubie o niskim współczynniku tarcia, co sprawia, że jego odkształcenia są niezależne od naprężeń działających na kabel. Drugie włókno, związane z tubą w sposób powodujący wysoki współczynnik tarcia, pełni funkcję miernika odkształceń. Dodatkowo, dla ochrony mechanicznej włókien, po obu stronach przewodu umieszczone są dwa pręty polimerowe zbrojone włóknami (FRP) (FIBRAIN, b.d.).



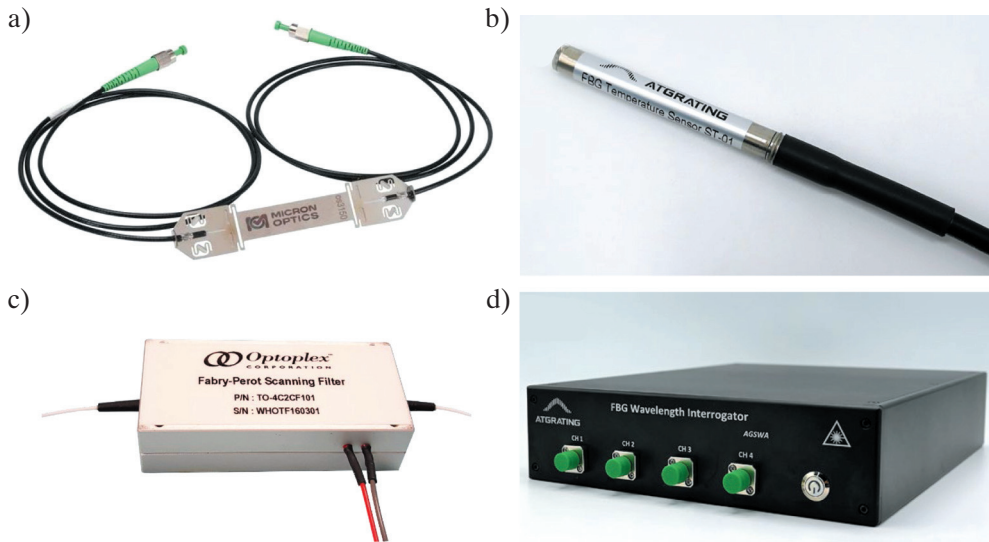
Rys. 3.104. Światłowodowe techniki pomiarowe: a) siatka Bragga; b) czujnik interferencyjny Fabry'ego-Perota; c) czujnik SOFO; d) czujnik z ruchomą siatką Bragga (z rozproszeniem Brillouina); e) kabel DSST (FIBRAIN, b.d. – zmodyfikowany)

Najważniejszą zaletą czujników światłowodowych jest bardzo gęsta siatka punktów pomiarowych, rozmieszczonych co około 5–10 mm, maksymalnie 20 mm (czyli 100–200 na metr), co sprawia, że z inżynierskiego punktu widzenia można pomiar uznać za geometrycznie ciągły.

Technologię światłowodową wykorzystującą rozproszenie Rayleigha stosuje się w przypadku, gdy odkształcenia i temperatury są mierzone z bardzo wysoką rozdzielczością przestrzenną, rzędu kilku milimetrów, a długości pomiarowe wynoszą do 20 km.

Urządzenia światłowodowe, których działanie opiera się na rozproszeniu Brillouina, stosowane są na dużych odległościach, rzędu dziesiątek kilometrów, pozwalając mierzyć odkształcenia z rozdzielczością przestrzenną określaną w dziesiątkach centymetrów. Z kolei technologia wykorzystująca rozproszenie Ramana wykorzystywana jest głównie do pomiaru rozkładów temperatury na dużych odległościach (rzędu kilometrów) z rozdzielczością przestrzenną 20 cm lub większą.

Podstawowymi elementami systemu monitorowania są: czujniki światłowodowe (np. FBG – rys. 3.105a), czujnik temperatury (rys. 3.105b), w przypadku technologii interferencyjnej – filtr skanujący (rys. 3.105c), jednostka odczytująca (interrogator – rys. 105d) oraz kable transmisyjne. Przykładowe czujniki z siatką Bragga – Optical Strain Gage model os3155 oferowane przez firmę Luna (rys. 3.105a) – mają możliwość działania w temperaturach od -40°C do $+80^{\circ}\text{C}$ w zakresie odkształceń $\pm 2500 \mu\text{e}$ na długości 100 mm, zapewniając dokładność mierzoną w pikometrach i wykonanie do około 100 mln cykli pomiarowych (Luna, b.d.).

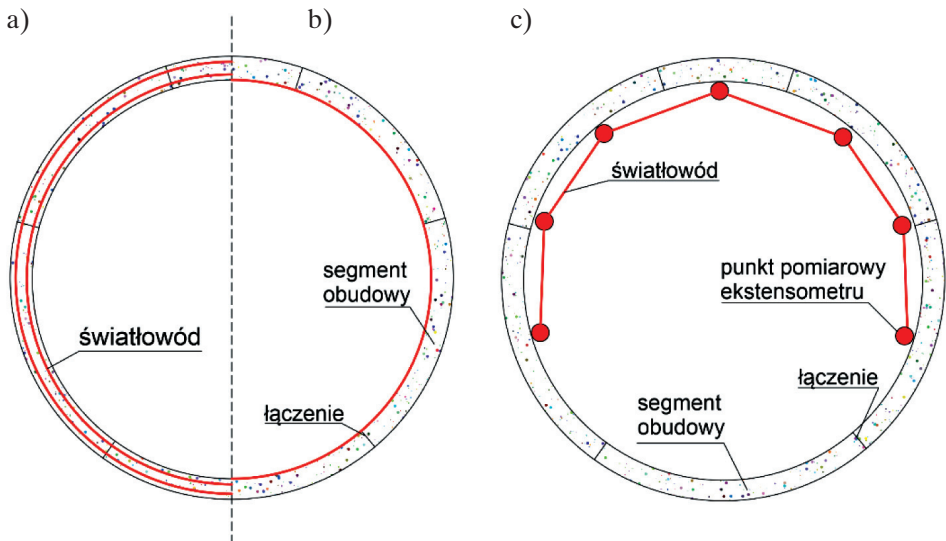


Rys. 3.105. Elementy światłowodu: a) światłowód z czujnikiem siatki Bragga (Luna, b.d.); b) czujnik temperatury – FBG Temperature Sensor (AtGrating Technologies, b.d.-a); c) filtr skanujący do czujników Fabry’ego–Perota (Optoplex Corporation, b.d.); d) interrogator – FBG Wavelength Interrogator (AtGrating Technologies, b.d.-b)

Wykonany ze stali nierdzewnej czujnik temperatury firmy AtGrating – FBG Temperature Sensor – może pracować w zakresie temperatur od -20°C do $+80^{\circ}\text{C}$ i zostać zamontowany wewnątrz konstrukcji monolitycznej (rys. 3.105b) (AtGrating Technologies, b.d.-a). Zdjęcie na rysunku 3.105c przedstawia filtr skanujący natężenie promieniowania lasera przechodzącego przez światłowód pod różnymi kątami, który

stanowi element czujnika Fabry’ego–Perota. Pracuje on w zakresie długości fal 1060 nm, 1310 nm i 1550 nm. Z kolei interrogator znajdujący się na końcu wiązki światłowodowej umożliwia pomiar zdarzeń statycznych i dynamicznych na długości światłowodu, rejestrując dane z przeciętną częstotliwością 1–11 kHz. Częstotliwość ta zależy od liczby kanałów, która może wynosić od 1 nawet do 40. Zwykle jest to jednak jednostka 4–16-kanałowa (rys. 3.105d).

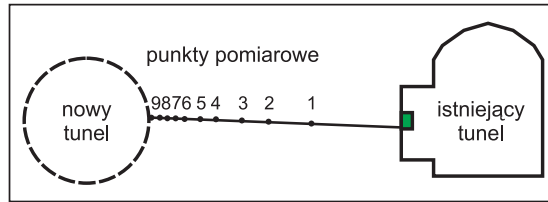
Światłowód taki może być umieszczony wewnątrz obudowy (rys. 3.106a) lub na jej obwodzie (rys. 3.106b i 3.106c). Pomiar konwergencji będzie wykonywany w przypadkach zilustrowanych na rysunkach b i c. Czujnik umieszczony wewnątrz obudowy monolitycznej może służyć do kontroli naprężeń w betonie lub deformacji obudowy, co opisano w rozdziale 4. Do pomiaru deformacji wzdłuż wyrobiska służą linie czujników światłowodowych, tzw. DFOS (*distributed fibre optic sensors*) (Monsberger i Lienhardt, 2011; Zhang et al., 2024).



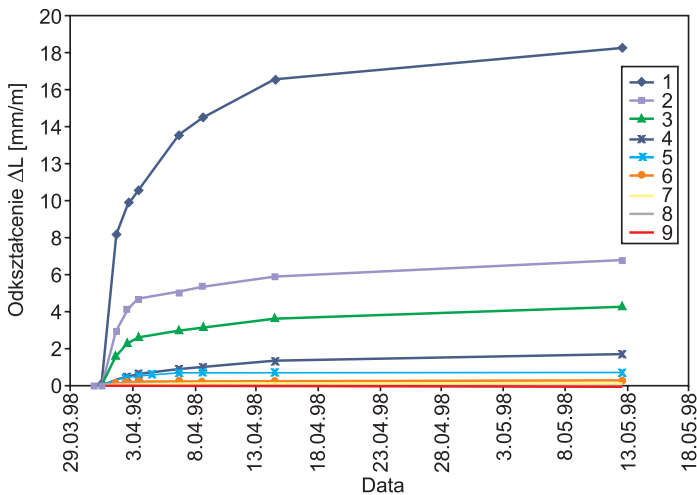
Rys. 3.106. Rozmieszczenie światłowodu wewnątrz obudowy monolitycznej tunelu (a) oraz na obwodzie tunelu (b, c)

Przykładem zastosowania techniki światłowodowej do monitorowania deformacji i przemieszczeń jest tunel Mont-Terri w Szwajcarii (Inaudi et al., 1998). W tym przypadku światłowód z czujnikami SOFO służył do pomiaru odkształceń zachodzących w maszywie skalnym pomiędzy dwoma tunelami. W otworze wiertniczym o średnicy 100 mm odwierconym z istniejącego tunelu w stronę równoległego nowego tunelu zainstalowano iniekcyjnie dziewięć czujników światłowodowych na odcinku pomiędzy 453 a 461 metrem (rys. 3.107). Długość odcinków rejestrujących została dobrana tak, aby zapewnić większe zagęszczenie punktów pomiarowych w pobliżu nowego tunelu. Pierwsze cztery

czujniki miały długość 250 mm, następne dwa – długość 500 mm, a pozostałe – kolejno 1,0 m, 2,0 m i 4,0 m. Na rysunku 3.108 pokazano wyniki pomiarów przemieszczeń górotworu w miarę zbliżania się maszyny drążącej nowy tunel do punktów pomiarowych, a następnie oddalania się od nich. Z pomiarów wynika, że kontur tunelu (pkt 453) przemieścił się maksymalnie o 18,3 mm, ale kolejny (pkt 454) znajdujący się 1,0 m w głębi ociosu – już tylko o 6,9 mm. Od głębokości 4,0 m w głębi ociosu (pkt 457) przemieszczenia były bliskie zeru, zatem w tym przypadku to nie stary tunel oddziaływał na górotwór, ale drażnienie nowego i naruszenie calizny skutkowało przemieszczeniami.



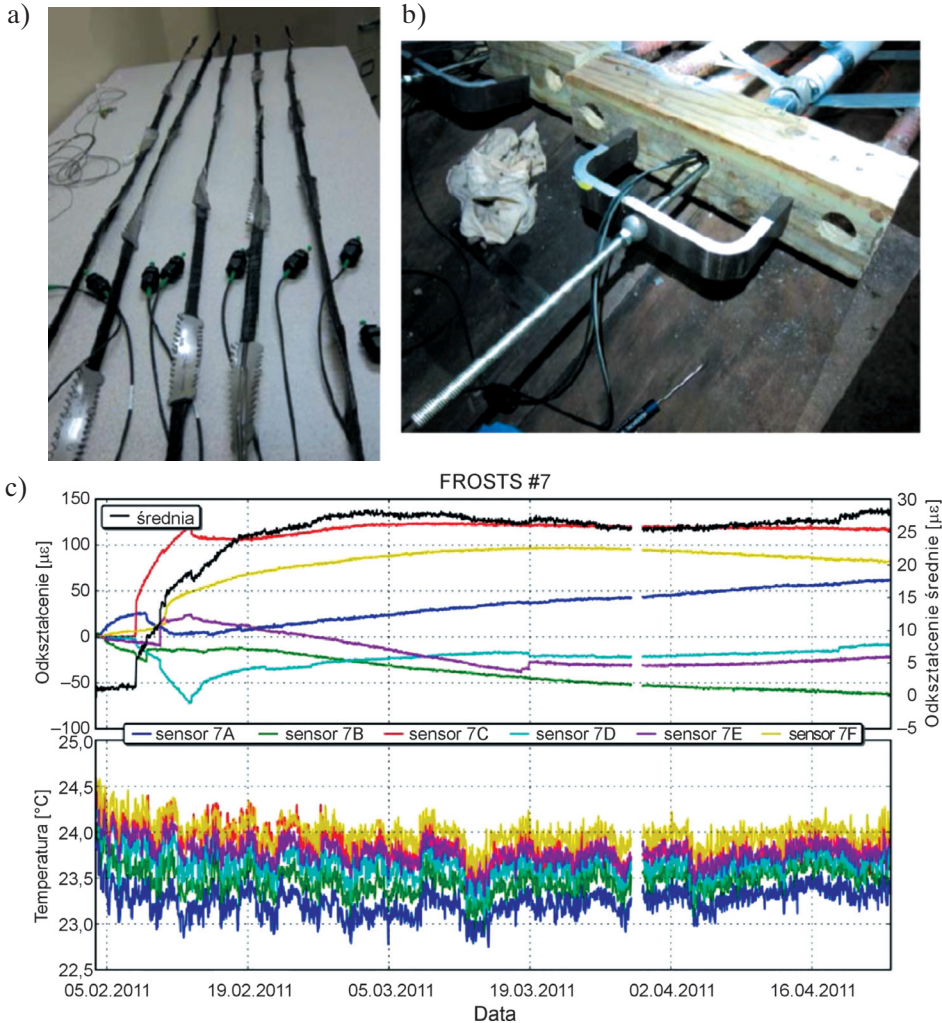
Rys. 3.107. Rozmieszczenie punktów pomiarowych pomiędzy tunelem istniejącym a tunelem nowo drążonym (Inaudi et al., 1998 – zmodyfikowany)



Rys. 3.108. Pomiary odkształceń górotworu między tunelami (Inaudi et al., 1998 – zmodyfikowany)

Gage et al. (2011) wykazał, że czujniki światłowodowe z siatką Bragga można wykorzystać do pomiaru deformacji skał stropowych. Wykonanie przyrządu jest jednak nieco skomplikowane, gdyż wymaga wklejenia światłowodu w górotwór i jego naciągnięcia, aby zainstalować go w pozycji prostoliniowej. Autorzy pomysłu zaproponowali światłowody o długości 2,15 m, zawierające sześć czujników z siatką Bragga typu OS3200 o czułości $1 \mu\epsilon$ oraz sześć czujników temperatury OS4310 o dokładności

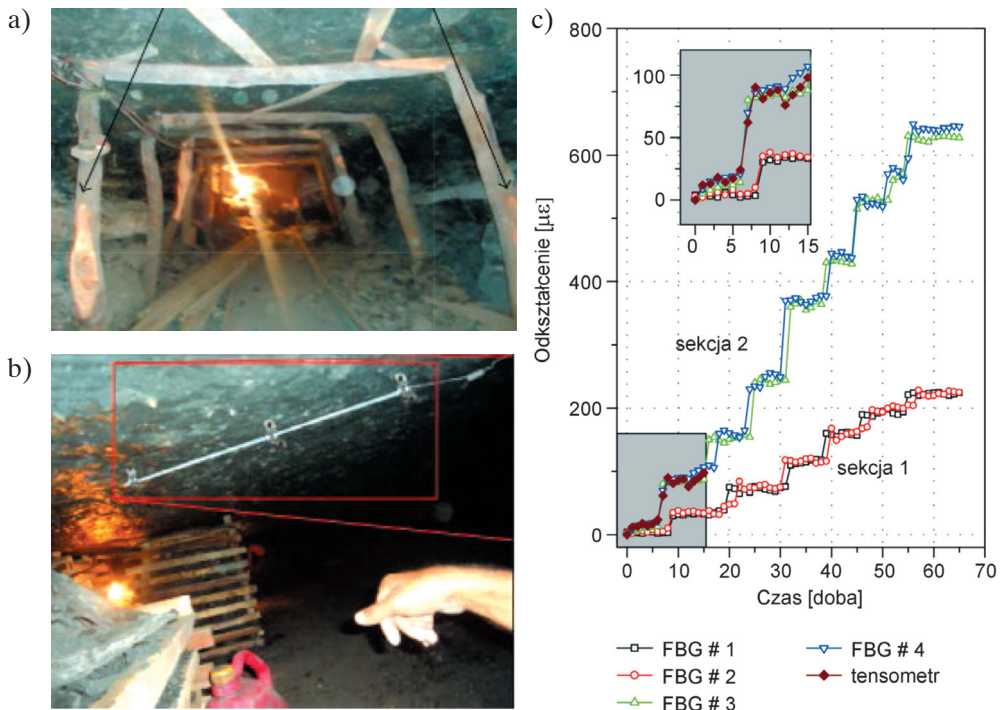
do $0,1^{\circ}\text{C}$, pokrytych żywicą epoksydową (rys. 3.109a). Czujniki przyklejono do płaskich, ząbkowanych odcinków blachy, a następnie całość zamocowano w rurce PCV. Rurkę wypełniono od góry iniektem cementowym, a końcówkę przewodu światłowodowego rozciągnięto za pomocą konstrukcji pokazanej na rysunku 3.109b. Odkształcenie wstępne czujników wyniosło około $1000\ \mu\text{e}$. Następnie przewód umieszczano w odwierconym otworze i ponownie iniekowano zaprawą na bazie cementu portlandzkiego, dzięki czemu został on na sztywno połączony ze skałami. Urządzenie to nazwano FROSTS (*fiber optically instrumented rock strain and temperature strips*).



Rys. 3.109. Pomiary odkształceń stropu czujnikami FROSTS:
a) widok czujników; b) wywołanie napięcia wstępnego; c) wyniki pomiarów
(Gage et al., 2011 – zmodyfikowany)

Na rysunku 3.109c pokazano wyniki pomiarów odkształceń stropu (Gage et al., 2011). Czujnik F znajdował się najwyżej, a czujnik A – najniżej, tzn. przy konturze wyrobiska. Pomiar prowadzono z częstotliwością 1 s. Analizując wyniki, można zauważyć zachowanie się stropu podobne do prezentowanego wcześniej, przy czym brak odczytów w pierwszych godzinach po instalacji mógł wynikać z dojrzwania zaprawy iniekcyjnej. Blisko konturu wyrobiska odkształcenie narastało systematycznie, osiągając około $65 \mu\epsilon$ po 110 dniach pomiaru, co sugeruje powstanie rozwarstwienia bezpośrednio nad stropem wyrobiska. Następnie obserwowano zmiany charakteru odkształceń: kompaktę warstw (czujniki B), rozciąganie (czujnik C) i ponownie kompaktę (czujniki D i E). Górna warstwa na głębokości około 2,0 m była ponownie rozciągana (czujnik F). Na wysokości zabudowy czujników C i F doszło zatem do pęknięcia, które propagując, zwiększało systematycznie odkształcenie do $95\text{--}125 \mu\epsilon$ od około 13 dnia pomiaru.

Na rysunku 3.110 pokazano wyniki pomiarów deformacji chodnika w kopalni węgla Hassan Kishore w Pakistanie (Jo et al., 2018), prowadzonych światłowodami z siatką Bragga (FBG).



Rys. 3.110. Pomiar deformacji stropu chodnika światłowodem z siatką Bragga: a) chodnik przyścianowy w obudowie drewnianej; b) linia światłowodu na stropie chodnika; c) wyniki pomiarów odkształceń (Jo et al., 2018 – zmodyfikowany)

Chodnik podstawowy, wykonany na głębokości 80,0 m, miał kształt prostokąta o wymiarach 1,8 m × 2,1 m. Jego małe wymiary wynikały z faktu, że miąższość pokładu węgla wynosiła tylko 50 cm. W stropie i spągu występował łupek ilasty. Chodniki przyścianowe zabezpieczano indywidualną obudową podporową drewnianą (rys. 3.110a). Po wybraniu węgla strop od strony zrobów podpierano kasztami wypełnionymi urabianym łupkiem (rys. 3.110b). Celem pomiaru była kontrola deformacji stropu na kolejnych etapach urabiania przy zbliżaniu się frontu eksploatacyjnego. Pomiar wykonywano dwoma 500-milimetrowymi odcinkami światłowodu zainstalowanego w stropie od strony calizny (*section 1*) i ściany (*section 2*). Długość siatek Bragga na każdym odcinku wynosiła 10 mm, a przerwa pomiędzy nimi również 10 mm. Wyniki pomiarów pokazują, że deformacja stropu narastała sukcesywnie, osiągając maksymalnie 225 μe od strony calizny i około 650 μe od strony ściany (rys. 3.110c). Można ją w praktyce przeliczyć także na wielkość ugięcia. Podczas prowadzonego pomiaru widoczne są kolejne etapy przesuwania się przodka ścianowego. Wyniki pomiaru porównano dodatkowo z wynikami uzyskanymi inną metodą monitorowania ciągłych przemieszczeń – przy użyciu czujników tensometrycznych zainstalowanych równolegle na drugiej linii pomiarowej. Autorzy dowiedli, że wyniki pomiarów prowadzonych obiema metodami są bardzo zgodne, zatem światłowody można stosować skutecznie także w monitoringu kopalnianym. Zaznaczyli jednak, że w praktyce powierzchnia skał stropowych musi zostać wcześniej wyrównana i oszlifowana, a linia światłowodu dokładnie doklejona do skały (Jo et al., 2018).

Takiego problemu nie ma, gdy światłowód jest umieszczany na obudowie betonowej, tak jak w tunelu Rossio w Portugalii (Barbosa et al., 2009). Dzięki czujnikom z siatką Bragga prowadzi się tam monitoring konwergencji na całej długości tunelu, która wynosi 2600 m.

Technologie światłowodowe są coraz częściej stosowane do monitoringu konstrukcji inżynierskich, niemniej ich podstawową wadą jest nadal wysoka cena interrogatorów i urządzeń odczytowych. Z kolei ich głównymi zaletami są dowolna częstotliwość odczytu, odporność na zakłócenia elektromagnetyczne, brak potrzeby ciągłego zasilania elektrycznego oraz możliwość przesyłania danych na duże odległości. Ponadto umożliwiają bardzo precyzyjne (do 10^{-3} mm) wykrywanie zmian deformacji, co pozwala na dokładne monitorowanie konstrukcji na każdym etapie ich instalowania i użytkowania.

3.3. Zeszczelinowanie górotworu

3.3.1. Badania endoskopowe

Zeszczelinowanie górotworu rozumiane jest tu jako rozwój strefy spękań w wyniku wykonania obiektu podziemnego. Najlepszą metodą kontroli zeszczelinowania skał wokół wyrobiska są badania endoskopowe, inaczej zwane badaniami introskopowymi. Badania te wykonuje się w otworach wiertniczych przy użyciu kamery podczerwieni lub światła białego. Polegają one na rejestracji nieciągłości w postaci spękań i rozwarstwień

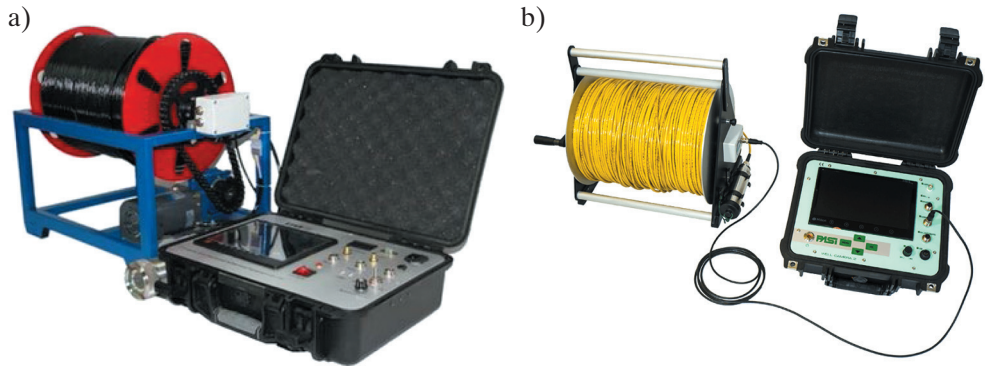
zaistniałych w górotworze w otoczeniu wyrobiska, ich wielkości i charakteru. Badania można wykonać w otworach wykorzystywanych wcześniej do badań penetrometrycznych, a w przypadku głowic o małej średnicy – także w otworach kotwowych lub innych otworach technologicznych i rozpoznawczych.

Oferta urządzeń do badań endoskopowych jest bardzo bogata (rys. 3.111), niemniej często same kopalnie lub ośrodki badawcze opracowują własne rozwiązania konstrukcyjne (rys. 3.111a, b). Zaawansowaną kamerę do obserwacji ścianek otworów, która ma wbudowany licznik odległości oraz żyroskop mierzący odchylenie otworu od pionu, oferuje firma Wöhler (rys. 3.111c). Najprostszym rozwiązaniem jest adaptacja do celów badawczych kamer inspekcyjnych, które są tanie i zapewniają wysoką jakość obrazu (rys. 3.111d).



Rys. 3.111. Zestawy kamer endoskopowych do obserwacji otworów wiertniczych:
a) kamera opracowana w ZG Lubin; b) endoskop MRS-01;
c) kamera inspekcyjna WöhlerVIS-350 (Pascal, b.d.);
d) kamera inspekcyjna hydrauliczna Wopson WPS-710DM-SCJ (NDN Sprzęt Kontrolno-Pomiarowy, b.d.)

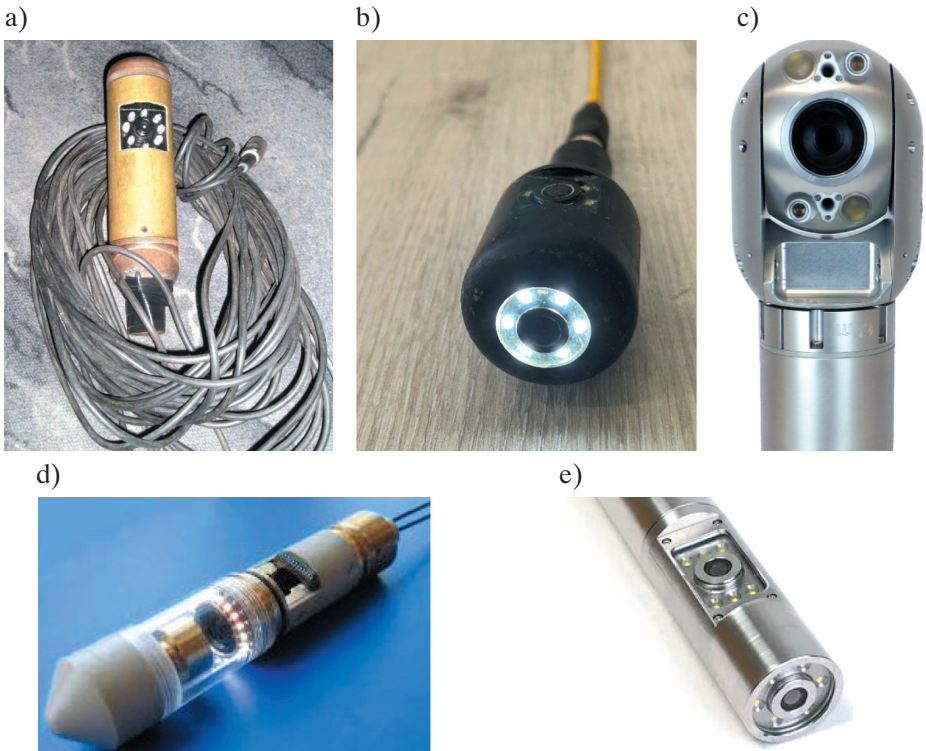
Do badań endoskopowych można wykorzystać także wodoodporne kamery do penetracji studni i otworów zawodnionych (rys. 3.112). Producenci oferują je z kablami o długości nawet 500 m. Dodatkowo większość kamer przeznaczonych do stosowania w długich otworach wiertniczych, jak na przykład kamera produkowana przez chińską firmę Chongqing Gold Mechanical and Electrical Equipment (rys. 3.112a) lub australijską firmę Inline Industrial (rys. 112b), pozwala na skanowanie powierzchni z wysoką rozdzielczością i łatwą ocenę litologii warstw.



Rys. 3.112. Zestawy endoskopowe do badań studni i otworów zawodnionych: a) chińska kamera Borehole Inspection (Chongqing Gold Mechanical & Electrical Equipment Co., b.d.); b) australijska kamera PASI V2 (Inline Industrial, b.d.)

Dla dokładności obserwacji ścianek otworu istotne jest, aby kamera w głowicy urządzenia była umieszczona bocznie, a nie wyłącznie czołowo. Niestety większość dostępnych przyrządów wyposażona jest w głowicę z kamerą czołową, co utrudnia ocenę parametrów spękań w otworze. Dlatego głowice z kamerą boczną wykonuje się często na specjalne zamówienie (rys. 3.113a). W ostatnim czasie zaczęły się jednak pojawiać głowice z podwójnymi kamerami: czołową i boczną (rys. 3.113b) oraz głowice obrotowe (rys. 3.113c). Zastosowanie dwóch kamer umożliwia przełączanie trybu obserwacji, dzięki czemu można prowadzić zarówno obserwacje wzdłuż otworu, jak i szczegółową analizę jego ścianek. Natomiast możliwość obrotu głowicy w płaszczyznach pionowej i poziomej pozwala na precyzyjne określenie charakteru i wielkości szczelin. Na przykład głowica Spectrum™ 90 PTZ oferowana przez kanadyjską firmę Eddyfi Technologies, podświetlana diodami LED, może obracać się w poziomie o 360°, w pionie o 240° i posiada trzydziestokrotny zoom optyczny (rys. 3.113c) (Eddyfi Technologies, b.d.). Podobne możliwości obrotu poziomego ma kamera oferowana przez niemiecką spółkę DMT (rys. 3.113d) (DMT GmbH & Co, 2009). Kamera w ofercie australijskiej firmy En De Tek nie tylko pozwala na obserwację ścianek otworu czołowo i bocznie (rys. 3.113e), ale jest przeznaczona do otworów zawodnionych, w których ciśnienie może dochodzić do 50 barów; obraz jest wyświetlany na 13-calowym monitorze (En De Tek Australia, b.d.).

Należy podkreślić, że głowice nowoczesnych kamer czołowych są dość lekkie – ich masa sięga jedynie 300–400 g – i przy średnicach 25–30 mm mieszczą się w otworach kotwowych (rys. 3.113d). Głowice wyposażone w dwie kamery wymagają natomiast większej średnicy, około 44–55 mm (rys. 3.113a, b) i są cięższe – ich masa wynosi nawet 1,5–2,5 kg, jeżeli mają szczelną wodoodporną obudowę (rys. 3.113e). Kamera obrotowa przedstawiona na rysunku 3.105c może być stosowana w otworze o średnicy co najmniej 90 mm.



Rys. 3.113. Głowice kamer endoskopowych: a) kamera boczna wykonana w KGBiG AGH; b) podwójna kamera boczna i czołowa wykorzystywana w KGBiG AGH; c) kamera obrotowa Spectrum™ 90 PTZ 9 (Eddyfi Technologies, b.d.); d) cyfrowa kamera firmy DMT 360° (DMT GmbH & Co, 2009); e) podwójna kamera wodoodporna (En De Tek Australia, b.d.)

Pomiar endoskopowy polega na przesuwaniu głowicy urządzenia wzdłuż ścianki otworu badawczego, z jednoczesną obserwacją stanu ścianek otworu na monitorze (rys. 3.114). Obraz z penetracji otworu jest rejestrowany (w niektórych kamerach także z komentarzem głosowym) i zapisywany w urządzeniu w formie pliku wideo. W wielu przypadkach pył pozostający po wierceniu otworu nie pozwala na prawidłową obserwację spękań i otwór po wykonaniu powinien być przepłukany (Perszalik, 2010). Obraz powinien być także odpowiednio wyraźny, aby można było identyfikować nawet drobne

zaciśnięte spękania (Małkowski, 2009). Najbardziej miarodajną ocenę stanu spękań wokół wyrobiska uzyskuje się, kontrolując jednocześnie otwory wykonane w stropie, spągu i ociosie (Majcherczyk et al., 2005a).



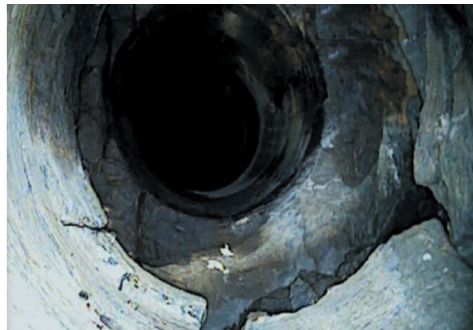
Rys. 3.114. Zastosowanie kamery endoskopowej w trakcie badania

Różnice podczas obserwacji ścianek otworu za pomocą kamery bocznej i czołowej pokazano na rysunku 3.115. Wadą obserwacji dokonywanych za pomocą kamery czołowej jest to, że dokładne określenie wielkości szczelin jest niemożliwe. Niewidoczne są często także drobne spękania.

a)



b)



Rys. 3.115. Obraz z obserwacji otworu:

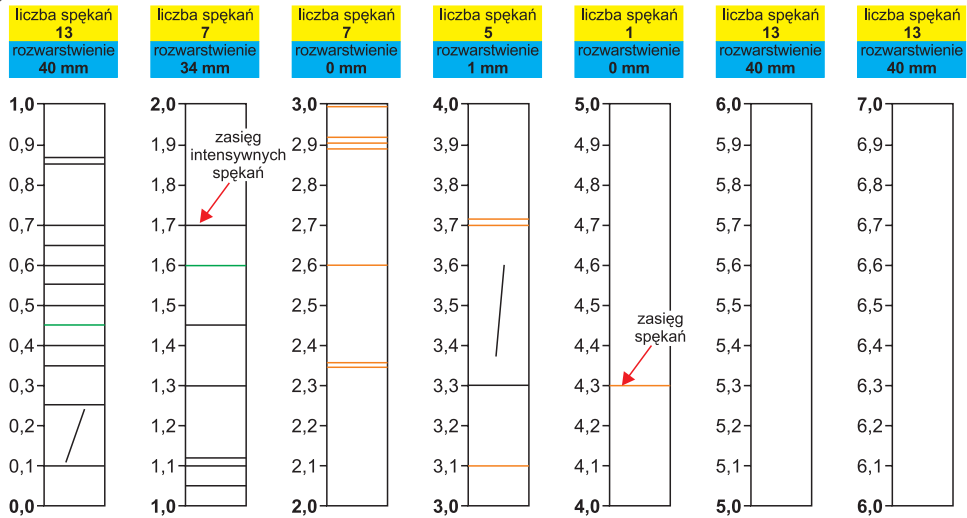
a) widok ścianki z kamery bocznej; b) widok otworu wzdłuż osi z kamery czołowej

Na podstawie badań endoskopowych określa się takie charakterystyczne parametry, jak: liczba spękań, sumaryczne rozwarstwienie, zasięg spękań i zasięg intensywnych spękań (rys. 3.116a) (Majcherczyk et al., 2005a, 2005b; Małkowski, 2013, 2016). Oszacowanie zasięgu spękań pozwala ustalić ciężar skał przemieszczających się w stronę

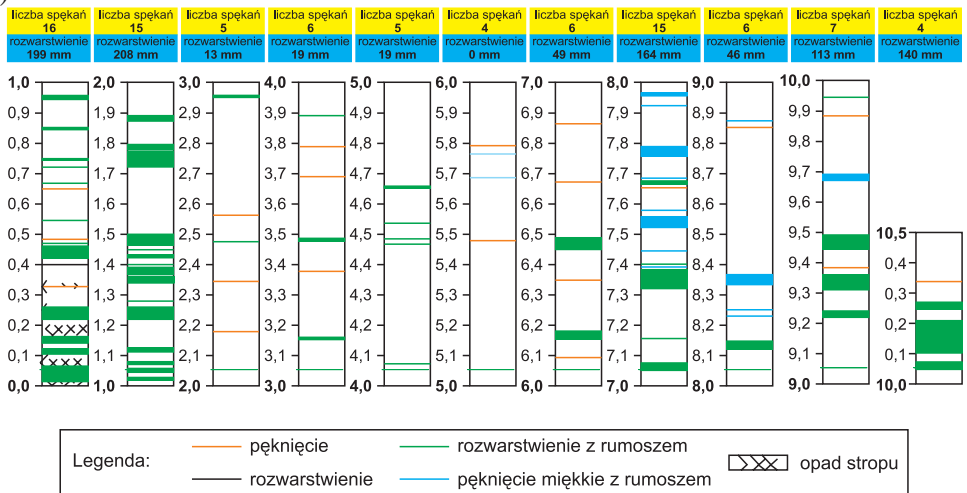
wyrobiska, a także umożliwia ocenę obciążenia obudowy (podporowej, kotwowej, natryskowej) i sprawdzenie poprawności jej doboru. Z kolei analiza zasięgu intensywnych spękań pozwala ocenić skuteczność zaprojektowanej obudowy kotwowej w aspekcie długości i nośności kotew.

Zdarza się, że w stropie wyrobiska skały są silnie zniszczone, co wymaga szczególnych technik jego utrzymania przez dłuższy czas. W przedstawionym przykładzie (rys. 3.116b) chodnik podścianowy znajdował się w odległości 22,0 m pod zrobami zawalowymi. Wysokość strefy intensywnych spękań przekraczała w stropie 11,0 m.

a)

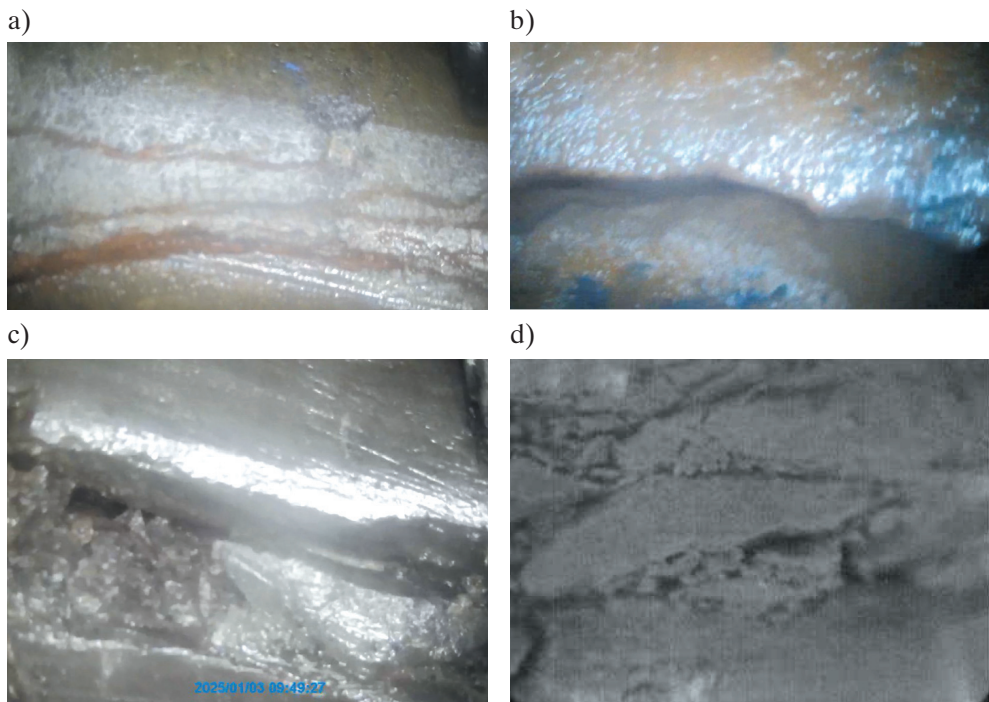


b)



Rys. 3.116. Zapis badania endoskopowego:
a) chodnik B-3 KWK Budryk; b) pochylnia PW-1 KWK Pniówek

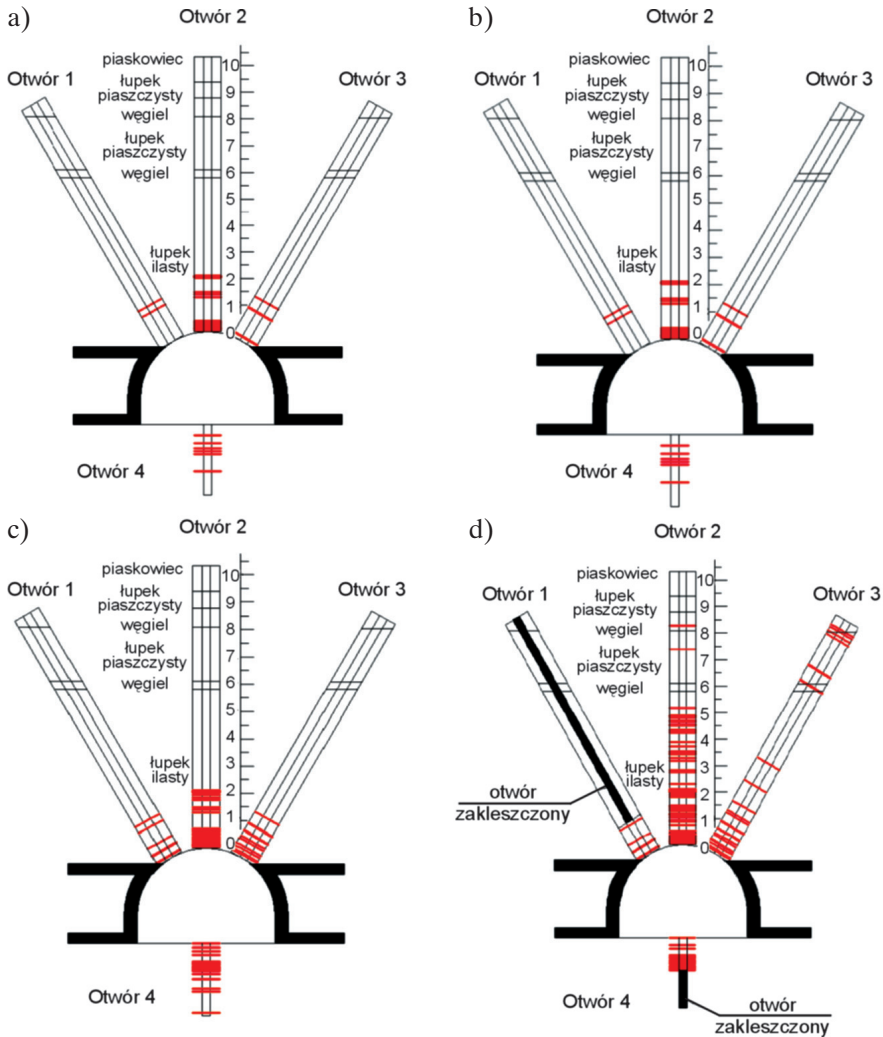
Na rysunku 3.117 pokazano cztery typy nieciągłości: pęknięcie, rozwarstwienie, rozwarstwienie z rumoszem oraz rumosz, które w istotny sposób wpływają na zachowanie stateczności wyrobiska. Każda otwarta szczelina powstająca wokół wyrobiska umożliwia swobodne przesuwanie się mas skalnych, ponieważ pomiędzy skałami nie występuje wówczas tarcie. Dociśnięcie do siebie ścianek pękniętej skały wywołuje siły styczne, zatem pęknięcie takie jak to pokazane na rysunku 3.117a nie ma większego wpływu na stateczność skał wokół wyrobiska. Szczelina rozwarta (rys. 3.117c), nawet wypełniona rumoszem (rys. 3.117b), sprzyja poślizgowi warstw względem siebie. Jeżeli wokół wyrobiska zalega rumosz, skały mogą przemieszczać się w dowolnym kierunku i opadać do wyrobiska (rys. 3.117d). Kluczowe dla oceny pracy obudowy i zachowania się górotworu jest zatem wizualne rozpoznanie stanu skał stropowych.



Rys. 3.117. Różne formy nieciągłości: a) pęknięcie; b) rozwarstwienie; c) rozwarstwienie miękkie z rumoszem; d) rumosz

Przeprowadzenie badań za pomocą kamery endoskopowej jednocześnie w kilku otworach wykonanych na obwodzie wyrobiska pozwala oszacować zasięg i kształt strefy spękań. Systematyczne prowadzenie takich badań umożliwia ponadto obserwację powiększania się strefy spękań wokół wyrobiska w czasie lub pod wpływem dodatkowych czynników, takich jak prowadzenie eksploatacji w sąsiedztwie. Badania takie prowadził między innymi Walentek (2009), który stwierdził, że strefa spękań nie zmienia się wraz

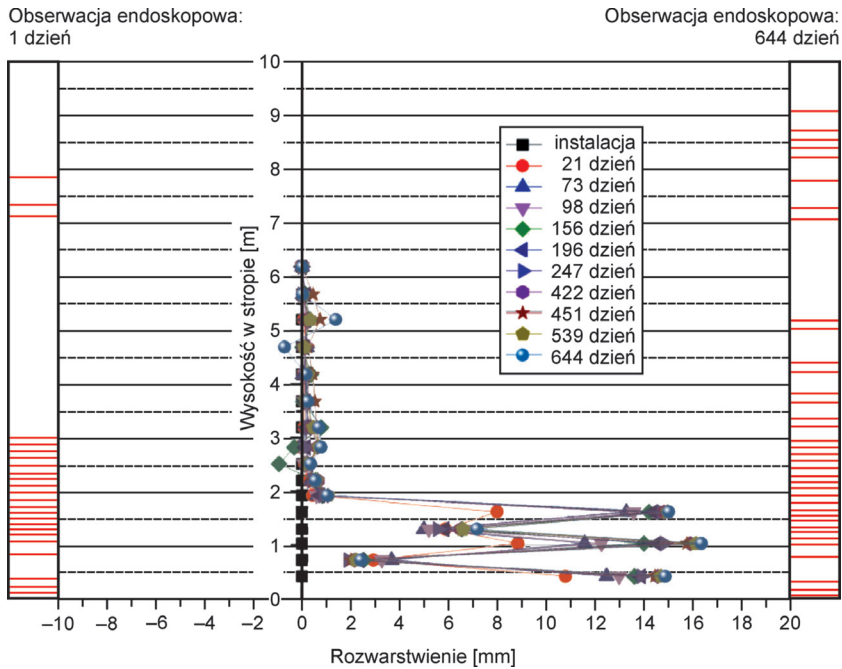
ze zbliżającym się frontem ściany aż do odległości poniżej 43,0 m (rys. 3.118). Wyraźne zwiększenie się strefy spękań i ich intensywności zaobserwował dopiero w odległości 15,0 m od frontu ściany, przy czym spękania w stropie sięgały wówczas 8,0 m. Podobne obserwacje wykonał Herezy (2012); w jego badaniach zasięg spękań także przekraczał 7,0 m.



Rys. 3.118. Wyniki pomiarów strefy spękań w chodniku przyścianowym w odległości:
 a) 100 m przed frontem ściany; b) 86 m przed frontem ściany; c) 42 m przed frontem ściany;
 d) 15 m przed frontem ściany (Walentek, 2009 – zmodyfikowany)

Badania endoskopowe zazwyczaj uzupełniają inne formy monitoringu i pozwalają w prosty sposób weryfikować prowadzone pomiary. Na rysunku 3.119 pokazano wyniki pomiarów wykonywanych przy użyciu sondy ekstensometrycznej oraz obserwacji szczeliny

w otworze wiertniczym za pomocą endoskopu, w rejonie głównego wyrobiska chodnikowego, czyli poza obszarem wpływu eksploatacji. Obserwacje kamerą endoskopową wykonano już pierwszego dnia w chwili instalacji kotwiczek sondy, a następnie po 644 dniach. Można zauważyć, jak powiększają się zasięg i intensywność spękań, a jednocześnie jakie wartości rozwarstwień rejestruje sonda w kolejnych dniach pomiarów. Wyniki obu metod obserwacji powinny być ze sobą zgodne.



Rys. 3.119. Zestawienie wyników badań za pomocą sondy ekstensometrycznej i kamery endoskopowej – wytyczna wschodnia KWK Budryk

Liczne badania endoskopowe przeprowadzone w kopalniach węgla kamiennego stały się podstawą do opracowania nowego wskaźnika jakości górotworu, nazwanego endoskopowym wskaźnikiem jakości górotworu ERMF (*endoscopic rock mass factor*) (Majcherczyk et al., 2005a; Małkowski, 2009, 2013, 2016). Do wyznaczenia wskaźnika ERMF wykorzystuje się parametry, które mogą być mierzone ilościowo w badaniach endoskopowych:

- liczbę spękań l_s , –;
- sumaryczne rozwarście S_s , mm;
- zasięg intensywnych spękań f_z , m.

Charakter nieciągłości wpływa na klasę górotworu określoną w badaniach endoskopowych. Klas tych wydzielono sześć i przedstawiono je w tabeli 3.1.

Tabela 3.1
Klasyfikacja masywu skalnego wg wskaźnika ERMF

Klasa	Rodzaj górotworu	Jakość masywu	Parametry		
			Rozwarcie szczelin, mm	Zasięg intensywnych spękań, m	Całkowita liczba spękań, –
I	nienaruszony	doskonała	do 15	do 0,5	do 5
II	blokowy	bardzo dobra	do 40	do 1,5	do 15
III	słabo spękany	dobra	do 60	do 2,5	do 25
IV	spękany	średnia	do 80	do 4,0	do 40
V	zniszczony	słaba	do 100	do 6,0	do 60
VI	całkowicie zniszczony	bardzo słaba	powyżej 100	powyżej 6,0	powyżej 60

Z kolei klasa stropu stanowi podstawę doboru wzmocnień obudowy podporowej w wyrobiskach korytarzowych drążonych w kopalniach węgla lub weryfikacji poprawności ich doboru (tab. 3.2). Klasyfikacja ta jest stale modyfikowana (Małkowski, 2013, 2016) wraz z pojawianiem się nowych technologii i elementów obudowy.

Tabela 3.2
Dobór wzmocnienia obudowy wyrobisk korytarzowych w kopalniach węgla na podstawie wskaźnika ERMF

Klasa górotworu wg ERMF	Ogólna cena stateczności wyrobiska	Zalecany sposób wzmocnienia obudowy podporowej w przypadku braku wpływu eksploatacji	Zalecany sposób wzmocnienia obudowy podporowej w przypadku wpływu eksploatacji
I	stateczne	nie	zagęszczanie obudowy
II	stateczne	nie	przykotwianie łuków stropnicowych + ewentualnie zagęszczanie obudowy
III	stateczne	ewentualne zagęszczenie obudowy	zagęszczanie obudowy, przykotwianie łuków stropnicowych lub kotwienie pomiędzy łukami
IV	mało stateczne	wysokie kotwienie pomiędzy łukami obudowy, zalecana wykładka mechaniczna	jeden rząd podciągów mocowanych długimi kotwami strunowymi klejonymi na końcu lub na całej długości, zalecana wykładka mechaniczna

Tabela 3.2 cd.

Klasa górotworu wg ERMF	Ogólna cena stateczności wyrobiska	Zalecany sposób wzmocnienia obudowy podporowej w przypadku braku wpływu eksploatacji	Zalecany sposób wzmocnienia obudowy podporowej w przypadku wpływu eksploatacji
V	mało stateczne	podciągi mocowane długimi kotwami strunowymi wklejanymi odcinkowo lub bezpośrednie kotwienie stropu kotwami strunowymi (linowymi), zalecana wykładka mechaniczna	dwa rzędy podciągów mocowanych długimi kotwami strunowymi wklejanymi na całej długości lub kotwienie wysokie pomiędzy odrzwiami z naciągiem wstępnym, konieczna wykładka mechaniczna
VI	niestateczne	dwa rzędy podciągów mocowanych długimi kotwami strunowymi wklejanymi na całej długości, zalecana wykładka mechaniczna	kotwienie międzyodrzwiowe długimi kotwami strunowymi (linowymi) wklejanymi na całej długości z naciągiem wstępnym, konieczna wykładka mechaniczna; wzmocnienie może być nieskuteczne dla utrzymania wyrobiska

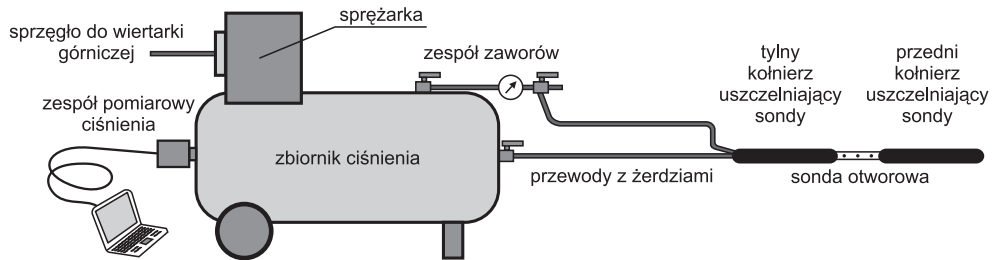
Liczba spękań w stropie, określana za pomocą badań endoskopowych, stanowi jeden z elementów prognozy obciążenia i deformacji obudowy wyrobisk korytarzowych zaproponowanej przez Majcherczyka i Bednarka (2017). Prognoza ta pozwala również dobrać sposób wzmocnienia obudowy odpowiedni do warunków geomechanicznych.

3.3.2. Sonda aerometryczna

Innym sposobem pomiaru szczelinowatości górotworu jest badanie przeprowadzane za pomocą sondy aerometrycznej. Konstrukcja tej sondy została opracowana w latach 70. XX wieku w Zakładach Budowy Urządzeń i Aparatury Doświadczalnej GIG i przez tę instytucję stosowana była wielokrotnie (Niemiec, 2001; Nierobisz, 2013). Idea pomiaru szczelinowatości górotworu wokół konturu wyrobiska za pomocą sondy polega na pomiarze ciśnienia i objętości gazu wtłaczanego do górotworu.

Najważniejszymi elementem konstrukcji sondy (rys. 3.120) jest zbiornik ciśnieniowy (1) z manometrem (2), w którym znajduje się powietrze sterowane zaworami (3) i (5). Badanie polega na wprowadzeniu do wcześniej odwierconego otworu wiertniczego sondy (16) doszczelnionej kołnierzami (15), a następnie na wtłaczaniu powietrza przez jej otwory (16) w celu określenia objętości szczelin. Sondę przesuwa się otworze co około 0,5 m, co umożliwia ocenę położenia i objętości szczelin w poszczególnych odcinkach. Sonda wyposażona jest w sprężarkę (12), zawór zwrotny (11), zawór od-

wadniający (10) i zawór bezpieczeństwa (9). Do kontroli szczelności kołnierzy sondy otworowej służy manometr (8). Otwory badawcze powinny mieć średnicę 48–65 mm (Myszkowski et al., 2017).



Rys. 3.120. Sonda areometryczna SA-1 (Myszkowski et al., 2017 – zmodyfikowany)

Opracowanie wyników pomiarów opiera się na trzech empirycznych wielkościach zdefiniowanych przez Główny Instytut Górnictwa:

- otwór równoznaczny spękania S_o – sumaryczna wartość powierzchni spękań na danym odcinku pobocznic walca otworu wiertniczego, wyrażana w milimetrach kwadratowych:

$$S_o = \frac{39,866}{0,7169 \cdot t - 1} \quad (3.8)$$

gdzie t – czas spadku ciśnienia w zbiorniku sondy, s;

- wskaźnik szczelinowatości K_s – sumaryczny udział powierzchni szczelin w polu powierzchni pobocznic walca badanego odcinka górotworu, wyrażany w procentach lub promilach:

$$K_s = \frac{1000 \cdot S_o}{37\,806} \quad (3.9)$$

- rozwartość szczelin R_s – sumaryczna rozwartość szczelin na danym odcinku otworu, wyrażana w milimetrach:

$$R_s = \frac{S_o}{135} \quad (3.10)$$

Najważniejszym parametrem jest zatem tzw. otwór równoznaczny spękania, który wyznaczany jest podczas badania na podstawie czasu stabilizacji ciśnienia powietrza tłoczonego do górotworu przez sondę.

Na podstawie wymienionych parametrów GIG opracował klasyfikację spękań:

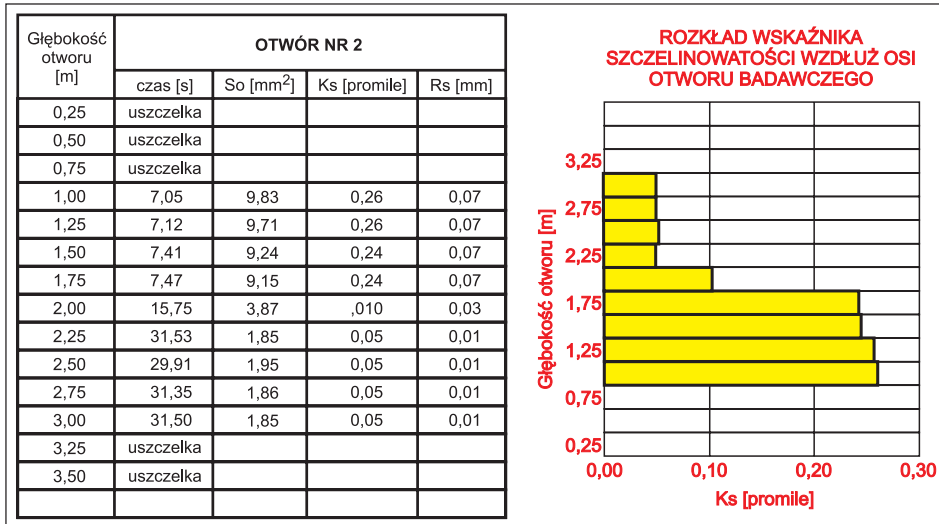
- $K_s < 0,2\%$ charakteryzuje górotwór słabo spękany, gdzie na badanym odcinku górotworu występują szczeliny o sumarycznej powierzchni nie większej niż $7,4 \text{ mm}^2$, lub też zupełnie pozbawiony szczelin;
- $K_s \geq 0,2\%$ charakteryzuje górotwór średnio i silnie spękany, gdzie na badanym odcinku górotworu występują szczeliny o sumarycznej powierzchni większej lub równej $7,4 \text{ mm}^2$; są to generalnie obszary górotworu charakterystyczne dla wyrobisk poddanych wpływom eksploatacji górniczej.

Przykład pomiaru sondą aerometryczną pokazano na rysunku 3.121 (Nierobisz, 2014). Można zauważyć, że do głębokości 2,0 m strop jest znacznie spękany, a wartość wskaźnika K_s wynosi 0,24–0,26%. Według opracowanej klasyfikacji jest to górotwór średnio spękany. Powyżej 2,0 m w stropie szczelin jest znacznie mniej, a wartość wskaźnika K_s wynosi 0,05–0,10%, zatem jest to górotwór słabo spękany.

Analiza bezwzględnych wartości wymienionych wskaźników (rys. 3.121) sugeruje, że są one zaniżone w stosunku do rzeczywistego stanu. Na półmetrowej długości otworu wiertniczego podczas badania sondą obserwowane pola powierzchni spękań są w strefach zniszczenia zdecydowanie większe niż $9,0 \text{ mm}^2$. Podobnie rozwarłość szczelin sięgająca 0,1 mm jest w tym przypadku zdecydowanie za mała. Myszkowski et al. (2017), który wraz ze współautorami jako jedyny do tej pory porównywał wyniki badań areometrycznych i endoskopowych, podkreśla zgodność jakościową obu metod, nie przedstawiając jednak porównania wartości liczbowych wyników, które świadczyłyby o zgodności ilościowej. Wskazuje natomiast, że metoda areometryczna jest inwazyjna, tzn. pod wpływem ciśnienia w otworze przesuwały się zwierciny, a szczeliny mogą się powiększać pod naciskiem wtłaczanego powietrza. Zaleca zatem wykonywanie w pierwszej kolejności badań endoskopowych. Ponadto wskazuje na konieczność dokładnego przedmuchiania otworu przed badaniem lub jego przepłukania, co stawia pod znakiem zapytania skuteczność stosowania tej metody w otworach nachylonych w dół i w otworach zawodnionych. Należy zwrócić także uwagę na fakt, że identyfikacja drobnych spękań za pomocą endoskopu zależy od rozdzielczości obrazu, zatem mogą one być w niektórych przypadkach po prostu niewidoczne. W przypadku sondy aerometrycznej powietrze może bez problemu migrować nawet szczelinami o bardzo małych rozmiarach. Wydaje się więc, że szczelinowatość górotworu mierzona tą metodą powinna być większa niż w przypadku badań endoskopowych, o ile ścianki otworu są czyste.

Badania za pomocą sondy aerometrycznej są obecnie w zasadzie niewykonywane. Znane są jednak praktyczne zastosowania sondy aerometrycznej (Niemiec, 2001). Pierwszym przykładem było sprawdzenie skuteczności iniekcji wykonanej w likwidowanym przez podsadzenie przekopie jejkowickim w KWK Rymer, a drugim – określenie długości strefy wzmocnienia obudowy w przekopie głównym poziomiu 390 m

w KWK Chwałowice. Przekop ten wykonany był w 1917 roku w obudowie murowej i stalowo-murowej, która spękała, a zasięg spękań był nieznan. W pierwszym wyrobisku różnice w ocenie otworu równoznacznego spękania S_o wyniosły 0,38–3,60 mm². W drugim przypadku w miejscach pustek za obudową wartości sumarycznych spękań przekraczały 20 mm². Przeprowadzone badania właściwie wskazały strefy wymagające iniekcji lub wzmocnień konstrukcji obudowy.



Rys. 3.121. Karta pomiaru z badania szczelinowatości stropu (Nierobisz, 2014 – zmodyfikowany)

Podsumowując, badania szczelinowatości górotworu wykonywane za pomocą endoskopu lub sondy aerometrycznej można wykorzystać do (Niemiec, 2001; Majcherczyk et al., 2005a, 2005b; Pierszalik, 2010):

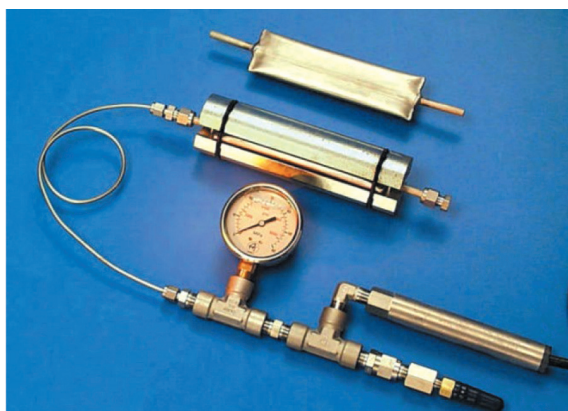
- oceny zasięgu strefy spękań nad wyrobiskiem lub w ociosach,
- oceny zasięgu intensywnych spękań w stropie – możliwego obciążenia obudowy podporowej lub możliwości zastosowania kotwienia,
- sprawdzenia skuteczności strzelań wstrząsowych,
- wyznaczenia maksymalnego zasięgu odspojenia przy stosowaniu zaawansowanych metod projektowania systemów obudowy,
- oceny szczelności górotworu wokół tam wentylacyjnych i wodnych,
- określenia stopnia wypełnienia szczelin po wykonanej iniekcji,
- kontroli poziomu szczelinowatości w sąsiedztwie skrzyżowań wyrobisk,
- określenia stateczności stropu i ociosów wyrobiska korytarzowego,
- określenia stopnia wypełnienia i scalenia gruzowiska zawałowego w badaniach nad rekonsolidacją naturalną.

3.4. Zmiana naprężeń w otoczeniu wyrobiska

Kolejnym sposobem kontroli zmian w górotworze powodowanych wykonaniem wyrobiska oraz zmianą sytuacji górniczej jest pomiar zmiany stanu naprężenia w górotworze (Amadei i Stephansson, 1997). W tym przypadku mierzona jest nie wartość samego ciśnienia wewnątrz górotworu, ale różnica pomiędzy bieżącym stanem naprężeń a naprężeniami, jakie występowały w momencie zamontowania w górotworze czujnika. Pomiar ten wykonywany jest najczęściej za pomocą sond dwuosiowych (rys. 3.122). Na pobocznicę walca, wklejonego do otworu wiertniczego za pomocą kleju lub zaprawy cementowej, zaczynają działać siły generowane przez zaciskające się skały w płaszczyźnie prostopadłej do osi sondy. Istnieje także możliwość pomiaru zmian wzdłuż jednej osi – pionowej lub dowolnie wybranej poprzez ustawienie klina (rys. 3.123). W tym przypadku rejestruje się zmiany naprężeń prostopadle i równoległe do wybranej osi.



Rys. 3.122. Dwuosiowa sonda – Biaxial Stressmeter Model 4350 wraz z rejestratorem ręcznym (GEOKON, 2023)

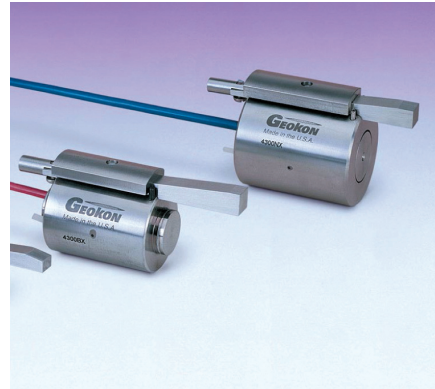


Rys. 3.123. Sondy typu *stress cell* do pomiaru zmian ciśnienia w górotworze wraz z manometrem (Koniček i Waclawik, 2017)

W zależności od konstrukcji sondy pomiar można wykonywać manualnie, odczytując ciśnienie w układzie hydraulicznym (rys. 3.123), lub za pomocą specjalnych czytników i rejestratorów ręcznych (rys. 3.124) oraz automatycznych, jeżeli odczyt odbywa się elektronicznie, na przykład przy użyciu czujników z drgającą struną VW (*vibrating wire*) (rys. 3.125). Do umieszczania sondy w górotworze, podobnie jak w przypadku sond służących do pomiaru naprężeń pierwotnych, należy wybierać miejsca pozbawione spękań i nieciągłości. W praktyce oznacza to zabudowę czujników w odległości około 10–15 m od ociosów (stropu) wyrobiska. Niewątpliwymi zaletami czujników naprężeń, na przykład modelu 1375 koreańskiej firmy ACE Instrument, jest odporność na wodę oraz brak wpływu długości kabla (nawet 30 m) na zmianę rezystancji i wyniki pomiaru. Zakresy pomiarowe czujników są różne – sięgają nawet 70 MPa, zatem czujniki te z powodzeniem mogą kontrolować zmiany naprężeń w otoczeniu wyrobiska zarówno przed frontem ściany, jak i po jego przejściu. Dokładność odczytu wynosi $\pm 0,5\%$ pełnego zakresu pomiarowego, co dla celów inżynierskich jest zupełnie wystarczające (ACE Instrument, b.d.-a).



Rys. 3.124. Rejestrator ręczny stanu naprężeń GK-405 Vibrating Wire Readout (GEOKON, 2020a)



Rys. 3.125. Jednoosiowa sonda typu *biaxial stress cell* (GEOKON, 2021)

Dane uzyskane z czujnika dwuosowego (np. Biaxial Stressmeter Model 4350) (rys. 3.122) umożliwiają przedstawienie dwóch krzywych reprezentujących zmiany naprężenia maksymalnego (p) i minimalnego (q) oraz kąt theta (θ), który wskazuje odchylenie naprężenia maksymalnego (p) od pionu (wartość ujemna oznacza odchylenie od pionu w kierunku przeciwnym do ruchu wskazówek zegara). Czujnik rejestruje drgania trzech strun (rys. 3.126), na podstawie których następnie wylicza się zmiany naprężeń głównych: maksymalnych (wzór (3.11)) i minimalnych (wzór (3.12)) oraz kąt odchylenia (wzór (3.13)) maksymalnego naprężenia od osi pionowej. W obliczeniach przyjmuje się, że czujnik cylindryczny jest osadzony w nieskończonym ośrodku izotropowym (rys. 3.127). Czujnik jest wtedy zorientowany normalnie do płaszczyzny, która

jest poddawana naprężeniom głównym p i q o promieniu zewnętrznym R_2 i promieniu wewnętrznym R_1 :

$$p = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{3B} \left((2V_{r1} - V_{r2} - V_{r3})^2 + 3(V_{r2} - V_{r3})^2 \right)^{1/2} + \frac{1}{3A} (V_{r1} + V_{r2} + V_{r3}) \right] \quad (3.11)$$

$$q = \left[\frac{1}{3A} (V_{r1} + V_{r2} + V_{r3}) - p \right] \quad (3.12)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \cos^{-1} \left[\frac{V_{r1} - A(p+q)}{B(p-q)} \right] \quad (3.13)$$

gdzie:

p – zmiana naprężeń głównych maksymalnych, MPa;

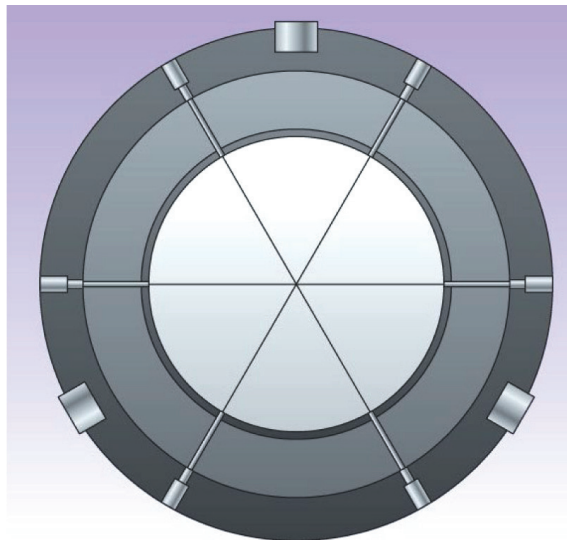
q – zmiana naprężeń głównych minimalnych, MPa;

θ – kąt odchylenia naprężeń głównych od pionu, °;

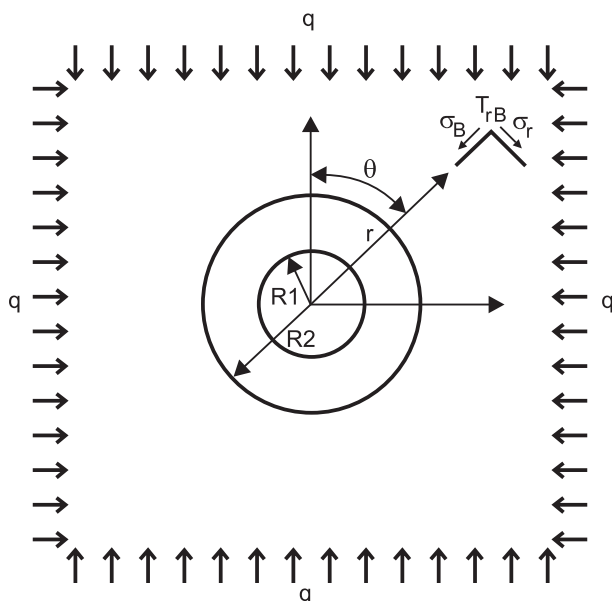
A, B – stałe określone na podstawie modułu Younga i liczby Poissona skał otaczających czujnik, –;

V_{r1}, V_{r2}, V_{r3} – odczyty drgań poszczególnych strun czujnika.

Współczynniki A i B zależą od geometrii i właściwości mechanicznych czujnika oraz właściwości mechanicznych otaczającego ośrodka – modułu Younga i współczynnika Poissona – i określone są przez producenta, indywidualnie dla każdej sondy. Do każdej sondy dołączana jest zatem karta techniczna produktu.



Rys. 3.126. Rozkład drgających strun w sondzie Biaxial Stressmeter Model 4350 (GEOKON, 2023)

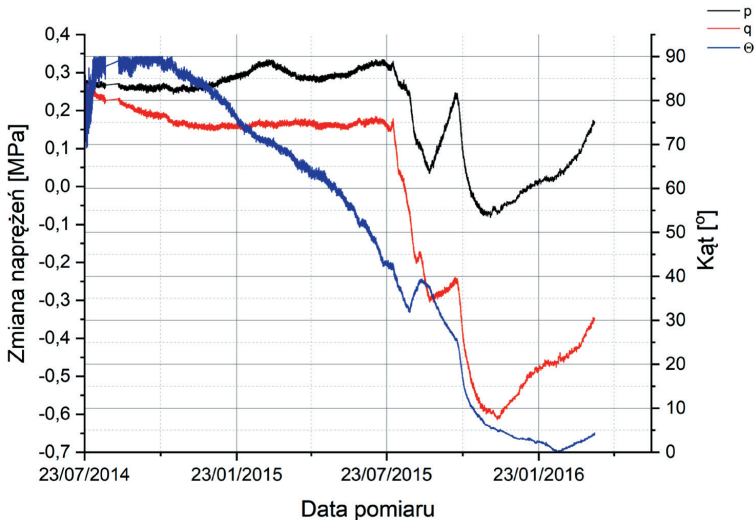


Rys. 3.127. Rozkład naprężeń wokół sondy
(GEOKON, 2025 – zmodyfikowany)

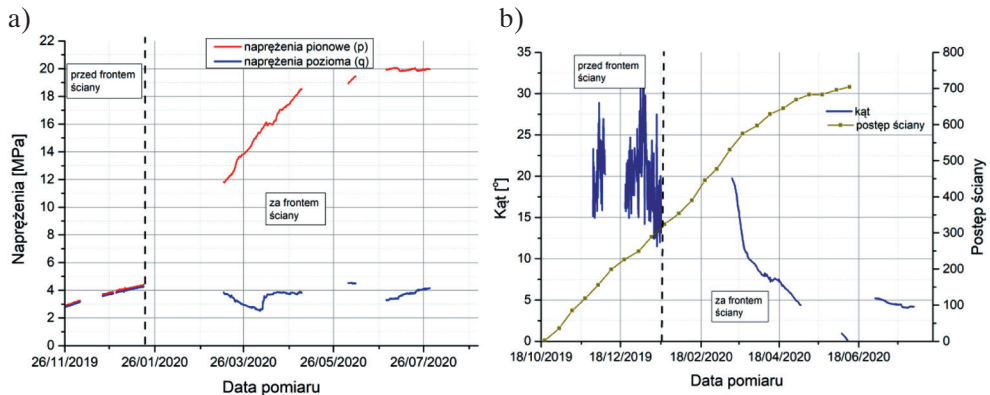
Przykładowy przebieg zmian naprężeń wokół wyrobiska korytarzowego zalegającego na głębokości około 900 m przedstawiono na rysunku 3.128. Wyrobisko to znajdowało się poza wpływem eksploatacji, ale w sąsiedztwie bazy pomiarowej rozpoczęto drążenie wyrobiska prostopadłego w odległości około 150 m. Ponad 20-miesięczny pomiar pokazuje, że po wykonaniu wyrobiska nastąpiła nieznaczna zmiana wartości naprężeń oraz duża kąta nachylenia wypadkowej naprężenia głównego. O ile zmiana naprężeń wynosząca około 0,7 MPa wobec około 23 MPa naprężeń pionowych pierwotnych nie jest istotna, o tyle zmiana wypadkowej naprężeń – już tak. Początkowo miała ona kierunek zbliżony do poziomego, a następnie poziomy, od momentu drążenia wyrobiska prostopadłego zaczęła się od poziomu wychylać i po zakończeniu drążenia drugiego chodnika przyjęła kierunek pionowy. Taka zmiana może istotnie wpływać na stateczność wyrobiska, w szczególności powodując zmianę jego konwergencji z poziomej na pionową.

Na rysunku 3.129 pokazano zmianę stanu naprężenia górotworu w wyrobisku znajdującym się pod wpływem przesuwanego się frontu ściany eksploatacyjnej. Głębokość zalegania chodnika wynosiła około 930 m. Można zauważyć, że w tym przypadku nastąpił głównie przyrost naprężeń pionowych za frontem ściany. Można więc wnioskować, że ocios przeciwny do zrobów nie został zniszczony, a w odległości 330 m za frontem ściany przyrost naprężeń wyniósł około 20 MPa. Sumaryczne naprężenia

w górotworze były niemal dwukrotnie większe, niż wynika to z głębokości zalegania wyrobiska (rys. 3.129a). Z kolei sukcesywnie załamujące się warstwy skalne powodowały przed frontem ściany okresowe wahania kąta wypadkowego naprężeń o około 17° . Kąt ten po oddaleniu się frontu na odległość około 360 m i ścięciu wspornika skał stropowych na krawędzi zrobów przyjął wartość zero, czyli nacisk warstw skalnych był pionowy (rys. 3.129b).



Rys. 3.128. Zmiana naprężeń w przekopie W-1 KWK Pniówek

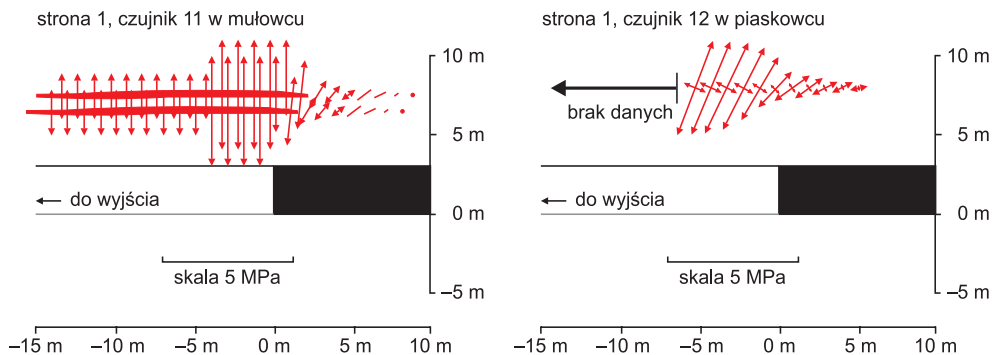


Rys. 3.129. Wpływ frontu ściany na stan naprężenia w górotworze – chodnik przyścianowy PW-1: a) zmiana naprężeń pionowych i poziomych; b) zmiana kąta odchylenia naprężeń od osi pionowej

O zmianach kierunków naprężeń w wyniku prowadzenia eksploatacji ścianowej w kopalni węgla pisała także Hastikova et al. (2015). Przy podobnej głębokości mierzonej do chodnika PW-1, tj. około 900 m, kierunek naprężeń σ_1 rotował o około 60° ,

zmieniając się z poziomego na odchylony od pionu o około 18° . Zmiana kierunku naprężeń σ_2 wyniosła około 150° , a naprężeń σ_3 – około 40° . Z kolei Waclawik et al. (2017) podaje, że na głębokości 1050 m w kopalni ČSM zmiany naprężeń w stropie piaskowcowym mogą wynosić od -40 MPa (ściskanie) do 36 MPa (rozciąganie) nad calizną i od -36 MPa do 14 MPa nad polem ściany. Zmiana stanu naprężenia wokół wyrobisk eksploatacyjnych jest zatem znaczna, może sięgać 2,5-krotności naprężeń pierwotnych związanych z głębokością, a wzrost naprężeń rozciągających jest tak duży, że łatwo prowadzi do zniszczenia skał w stropie wyrobiska.

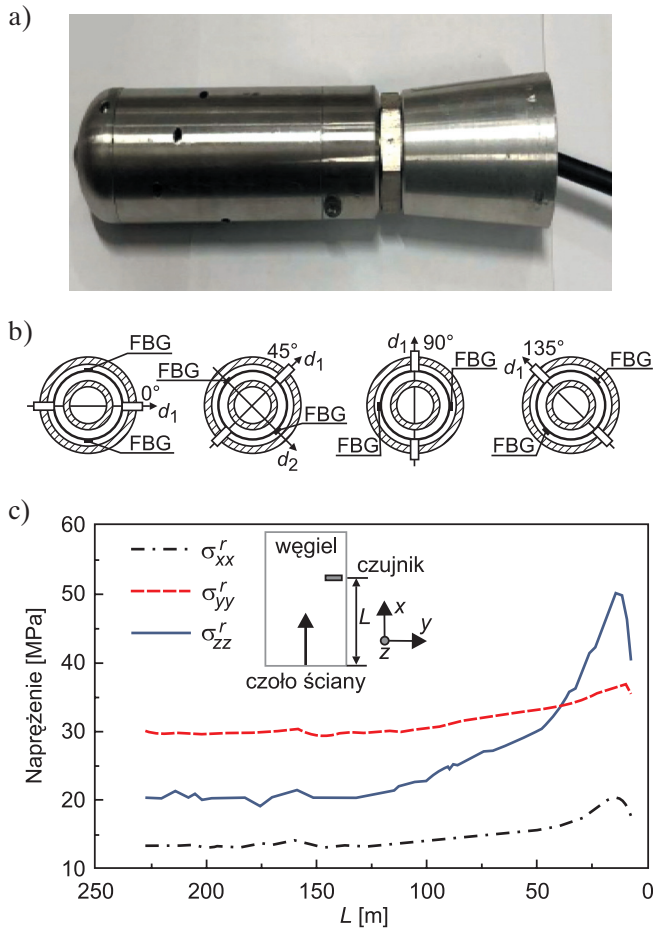
Na uwagę zasługują także badania wykonane przez Shena et al. (2003) w trakcie drążenia wyrobiska chodnikowego w kopalni Moranbah North. Analizując zmianę kierunku naprężeń w górotworze wzdłuż osi wyrobiska, można zauważyć, że nad calizną przed czołem przodka mają one kierunek poziomy lub zbliżony do poziomego, natomiast za przodkiem zależą od litologii skał. Nad wyrobiskiem naprężenia stają się pionowe w mułowcu stanowiącym strop bezpośredni lub zbliżone do pionowych w piaskowcu stanowiącym strop zasadniczy (rys. 3.130). Wykonanie wyrobiska spowodowało wzrost naprężeń w stropie o około 1 MPa, a następnie ich spadek o około 2 MPa. Badania te potwierdzają rozważania teoretyczne i numeryczne, wskazując, że już samo wykonanie chodnika zaburza stan naprężenia oraz zmienia kierunki naprężeń w jego otoczeniu.



Rys. 3.130. Zmiana naprężeń w przodku drążonego wyrobiska korytarzowego (Shen et al., 2003 – zmodyfikowany)

Pomiar naprężeń w górotworze może być prowadzony także za pomocą techniki światłowodowej. Na rysunku 3.131 pokazano przykład zastosowania sond stalowych z wbudowanymi siatkami Bragga (rys. 3.131a), które rozmieszczono w sondzie w czterech przekrojach na czterech kierunkach obróconych względem siebie o 45° (rys. 3.131b) (Zhao et al., 2020). Sondy umieszczono w ociosach wyrobiska chodnikowego wydrążonego w pokładzie węgla, ale odchyłono w stronę stropu o kąt 30° . Badania prowadzono w kopalni Dongtan na głębokości około 600 m. Autorzy badań wykazali, że za pomocą

tak skonstruowanych sond można wyznaczyć pierwotny stan naprężenia klasyczną metodą obwrotu sondy (*overcoring*) (naprężenia poziome i pionowe określono kolejno na: $\sigma_x = 13,8$ MPa, $\sigma_y = 39,3$ MPa i $\sigma_z = 20,3$ MPa) oraz monitorować na przykład koncentrację naprężeń w miarę zbliżania się frontu ściany i odległość wyrobiska od frontu, na której górotwór zaczyna się odprężać. W pokazanym przypadku odległość od frontu, na której zaczął następować wzrost naprężeń, wyniosła około 130 m. Naprężenia pionowe wzrosły maksymalnie do 49 MPa, poziome – do 37 MPa, a w odległości około 15 m od przodka zaczęło dochodzić do pęknięcia i odprężenia skał (rys. 3.131c).



Rys. 3.131. Pomiar zmian naprężeń w górotworze za pomocą sondy z siatkami Bragga: a) zdjęcie sensora deformacji; b) schematy poszczególnych części sensora deformacji; c) wykres zmian naprężeń w stropie w zależności od odległości od czolo ściany (Zhao et al., 2020 – zmodyfikowany)

4. Pomiar obciążeń obudowy

Kontrola obciążenia obudowy podporowej oraz kotwowej dostarcza wielu cennych informacji. W pierwszej kolejności pozwala na określenie rzeczywistego obciążenia w stosunku do projektowanego. W dalszej perspektywie umożliwia modyfikację metod projektowych. Monitoring obciążenia poszczególnych elementów obudowy ułatwia podejmowanie ewentualnej decyzji o zastosowaniu wzmocnień obudowy (Piechota i Korzeniowski, 2002; Majcherczyk et al., 2006a, 2008, 2012; Prusek, 2021) bądź jej całkowitej wymianie. Ze względu na częste stosowanie mieszanych typów obudowy (podporowa, kotwowa, żelbetowa, murowa) niezbędne jest prowadzenie badań obciążenia w celu identyfikacji najbardziej obciążonych elementów konstrukcji. Dokładna charakterystyka współpracy danego typu obudowy z górotworem, w szczególności w przypadku konstrukcji złożonych, pozwala na optymalizację schematu obudowy, jej elementów lub całej konstrukcji. Jeśli obudowa jest przewymiarowana, na podstawie prowadzonego monitoringu można stwierdzić, jak duży jest zapas jej nośności, i zaprojektować układ o zmniejszonej podporności, a tym samym zmniejszyć koszty jej wykonania.

Badania obciążenia obudowy i kotew wykorzystane mogą być między innymi do określenia współczynników, których znajomość jest konieczna w projektowaniu obudowy podporowo-kotwowej (Piechota i Korzeniowski, 2002). Autorzy na podstawie badań kopalnianych obciążeń obudowy ŁP wzmocnionej i niewzmocnionej kotwami wykazali, że odstęp odrzwi obudowy podporowej można wyznaczyć ze wzoru:

$$d = \frac{q_o \cdot W_{wg}}{q_{zo}} \quad (4.1)$$

gdzie:

- d – rozstaw odrzwi w obudowie podporowo-kotwowej, m;
- q_o – obliczeniowa podporność obudowy podporowej, MN/m;
- W_{wg} – współczynnik wzmocnienia górotworu, –;
- q_{zo} – obliczeniowe obciążenie obudowy, MPa.

Współczynnik wzmocnienia górotworu W_{wg} autorzy zdefiniowali jako:

$$W_{wg} = \frac{q}{q_k} \quad \text{oraz} \quad W_{wg} = \frac{e}{e_k} \quad (4.2)$$

gdzie:

- q – obciążenie odrzwi obudowy nie wzmocnionej kotwami, MN;
- q_k – obciążenie obudowy wzmocnionej kotwami, MN;
- e – rozwarstwienia w stropie niewzmocnionym kotwami, mm;
- e_k – rozwarstwienia w stropie wzmocnionym kotwami, mm.

W pracy Piechoty i Korzeniowskiego (2002) zaleca się przyjmowanie następujących wartości współczynnika wzmocnienia górotworu W_{wg} :

- dla obudowy łukowo-prostej $W_{wg} = 2,4$,
- dla obudowy łukowej $W_{wg} = 1,7$.

Przy dodatkowym wzmocnieniu stropu przez kotwienie wysokie sugeruje się zwiększenie wartości W_{wg} do następującego poziomu:

- dla obudowy łukowo-prostej $W_{wg} = 3,0$,
- dla obudowy łukowej $W_{wg} = 2,0$.

Badania kopalniane obciążeń obudowy dla celów projektowania obudowy podporowej wzmocnionej kotwami zaprezentowane zostały także w pracach Daniłowicza (2000) oraz Daniłowicza i Skrzyńskiego (2003). Autorzy wykazali, że wówczas na obudowę podporową działać będzie mniejsze obciążenie zależne od wytrzymałości górotworu i gęstości kotwienia. Obciążenie obliczeniowe obudowy q_{oz} (będące fizycznie naprężeniem) określili jako:

$$q_{oz} = q_o \cdot K \cdot P \cdot m_c \quad (4.3)$$

gdzie:

- q_o – obciążenie obudowy, MPa;
- K – współczynnik osłabienia górotworu (zależny od głębokości, podzielności i rozmakalności), –;
- P – współczynnik wzmocnienia (zmniejszenia obciążenia obudowy podporowej wskutek kotwienia pomiędzy odrzwiami obudowy podporowej), –;
- m_c – współczynnik modyfikacji ciśnienia górotworu (zależny od warunków geologiczno-górnich między innymi takich, jak: resztki i krawędzie eksploatacyjne, uskoki), –.

Współczynnik wzmocnienia górotworu P jest definiowany jako stopień zmniejszenia obciążenia jednostkowego obudowy podporowej na skutek kotwienia pomiędzy odrzwiami obudowy podporowej (Daniłowicz, 2000; Daniłowicz i Skrzyński, 2003). Wartość współczynnika P określono w przedziale od 0,0 do 0,9.

Kolejna propozycja obliczania obudowy podporowo-kotwowej również oparta jest na pomiarach kopalnianych, na podstawie których stwierdzono, że zdolność przeniesienia obciążeń przez obudowę mieszaną zależy od nośności obudowy podporowej oraz od nośności kotew (Majcherczyk et al., 2008). Ponadto stwierdzono, że na nośność zabudowanych kotew wpływa wytrzymałość na ściskanie skał stropowych.

Zakładając więc, że znane jest obciążenie jednostkowe stropu projektowanego wyrobiska, rozstaw obudowy podporowo-kotwowej proponuje się wyznaczyć z empirycznej zależności:

$$d = \frac{\sqrt{(N_{LP})^2 + (a_w N_{kot})^2}}{q_{s \max}} \quad (4.4)$$

gdzie:

- d – rozstaw odrzwi obudowy podporowo-kotwowej, m;
- N_{LP} – nośność robocza 1 mb szerokości odrzwi, MN/m;
- N_{kot} – nośność robocza zastosowanych kotew przypadająca na 1 mb szerokości wyrobiska, MN/m;
- $q_{s \max}$ – maksymalne obciążenie stropu będące sumą obciążenia generowanego przez spękaną skałę i obciążeń dodatkowych, MPa;
- a_w – współczynnik wzmocnienia wynoszący 1,0–2,0, określony na podstawie kalibracji parametrów wytrzymałościowych skał oraz pomiaru obciążeń obudowy, –.

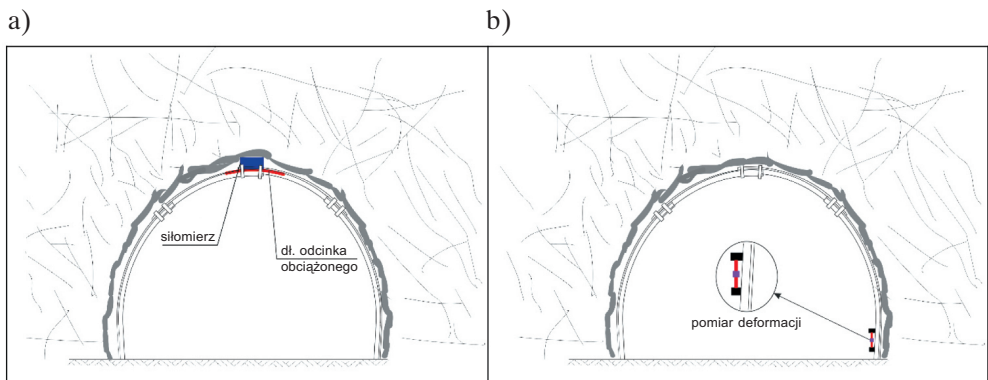
W przypadku wprowadzania nowych schematów obudowy stosowanie pomiaru obciążeń jest także niezwykle przydatne do ilościowej oceny obciążenia projektowanej konstrukcji, a tym samym skuteczności zastosowanych rozwiązań w porównywalnych warunkach geologicznych i górniczych.

W zależności od celu, dla którego ma być stosowany monitoring pracy obudowy, można zróżnicować technologie pomiaru: od najprostszych urządzeń z manualnym odczytem do automatycznych rejestratorów z wizualizacją wyników na serwerze sieciowym (Strauss et al., 2020). Dobór urządzeń zależy między innymi od okresu pomiaru, warunków w miejscu pomiaru, dostępności i stabilności zasilania elektrycznego, intensywności spodziewanych zmian oraz kosztów monitorowanej konstrukcji. Bieżąca kontrola może być prowadzona za pomocą rejestratorów manualnych, natomiast w przypadku kosztownych, strategicznych czy też nowych rozwiązań powinno stosować się automatyczny monitoring obudowy. Pomiar obciążeń może być bezpośredni, tj. z wykorzystaniem siłomierzy (dynamometrów), lub pośredni. W pomiarach pośrednich określa się zmiany ciśnienia w urządzeniu lub wielkość odkształceń, które w kolejnym kroku automatycznie lub za pomocą specjalnego oprogramowania przeliczane są na obciążenia. W praktyce górniczej i tunelowej zasada działania większości

urządzeń do pomiaru obciążeń elementów obudowy oparta jest na określeniu deformacji lub ciśnienia.

Skuteczność monitoringu obciążeń obudowy zależy przede wszystkim od prawidłowej interpretacji wyników pomiarów. Do tego potrzebne jest doświadczenie i szeroka wiedza o możliwych zjawiskach zachodzących w trakcie obciążania obudowy. Nie bez znaczenia jest także właściwy nadzór nad montażem urządzeń.

Przykładem może być interpretacja wyników pomiarów obciążenia obudowy podporowej. Podczas interpretacji wyników pomiarów należy mieć na uwadze, że uzyskana wartość siły nie obejmuje obciążenia przejmowanego przez całą długość elementu obudowy (na przykład łuku stropnicowego) czy całą powierzchnię elementu konstrukcyjnego. Średnica dynamometrów zależnie od konstrukcji wynosi bowiem około 10–30 cm. Urządzenie wskazuje więc siłę przenoszoną przez dynamometr na fragment obudowy niemającej kontaktu z górotworem (rys. 4.1a). Podobnie jest w przypadku urządzeń do pomiaru odkształceń montowanych na obudowie (rys. 4.1b). Czujnik rejestruje odkształcenie, na podstawie którego obciążenie obudowy można wyznaczyć jedynie na konkretnym odcinku.



Rys. 4.1. Pomiar obciążenia elementów konstrukcyjnych odrzwi obudowy podporowej: a) za pomocą dynamometru; b) na podstawie pomiaru odkształceń

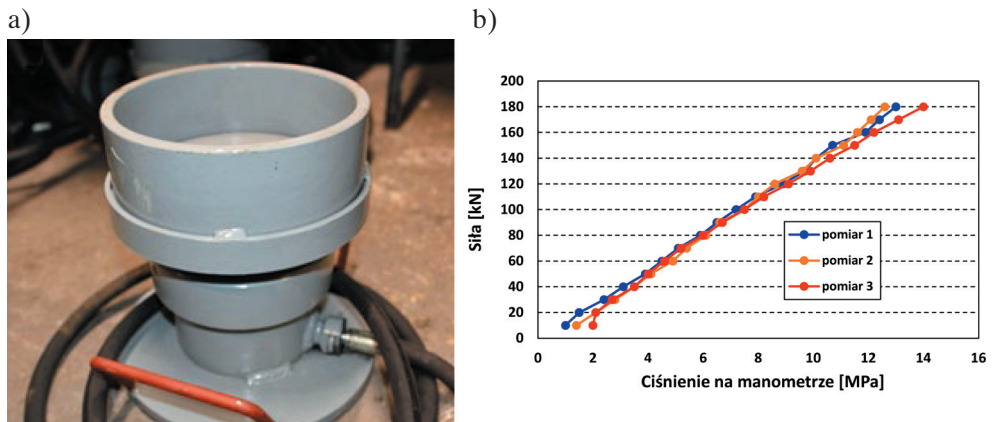
4.1. Obciążenie obudowy podporowej

Obciążenie działające na obudowę podporową monitoruje się przede wszystkim dynamometrami o zróżnicowanej konstrukcji. W praktyce górniczej lub budownictwie podziemnym są to zwykle:

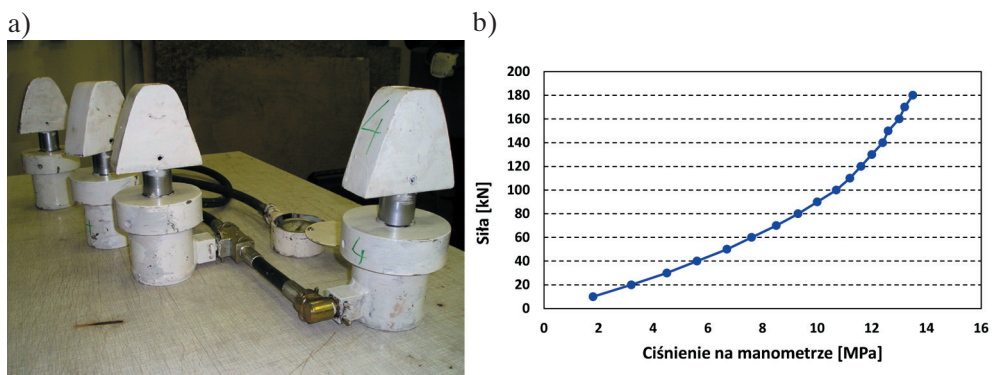
- proste dynamometry (siłowniki) hydrauliczne,
- ciśnieniomierze (poduszki) hydrauliczne,
- dynamometry (siłomierze) z drgającą struną,
- dynamometry (siłomierze) tensometryczne.

Konstrukcje dynamometrów o różnej zasadzie działania umożliwiają pomiar sił przenoszonych z górotworu na obudowę podporową. W celu pomiaru siły za pomocą dynamometru (siłownika) wybrany przyrząd umieszcza się pomiędzy elementem obudowy a skałą. W zależności od konstrukcji czujnika pomiarowego może on być umieszczony między łukiem stropnicowym a górotworem, pod łukami ociosowymi, pod stojakiem czy między kasztem lub inną konstrukcją podporową a górotworem.

Do pomiaru obciążenia odrzwi obudowy ŁP można wykorzystać między innymi prosty dynamometr hydrauliczny. Pojedynczy dynamometr dostosowany do pomiaru obciążenia łuków ociosowych lub stojaków pokazano na rysunku 4.2, a tzw. dynamometr szeregowy, dostosowany do pomiaru obciążenia łuku stropnicowego – na rysunku 4.3. Pomiar ciśnienia wykonuje się manualnie na manometrze glicerynowym lub na manometrze elektronicznym (rys. 4.4), który umożliwia jednoczesny bieżący odczyt oraz zapis danych w pamięci w wybranym interwale czasowym.



Rys. 4.2. Dynamometr stopowy:
a) widok ogólny; b) krzywe kalibracji dynamometru (w trzech próbach)



Rys. 4.3. Dynamometr szeregowy:
a) widok ogólny; b) krzywa kalibracji dynamometru



Rys. 4.4. Manometr glicerynowy oraz manometr z pamięcią połączone w jeden układ pomiarowy obciążeń obudowy podporowej

Dynamometr pojedynczy o konstrukcji pokazanej na rysunku 4.2 umieszcza się pod łukiem ociosowym zamiast stopy podporowej (rys. 4.5) lub pośrodku łuku stropnicowego, jeżeli profil od strony skał jest płaski (np. kształt korytkowy). W przypadku innych profili, na przykład najbardziej popularnego obecnie profilu V, dynamometr należy umieścić na sztywnej płaskiej podkładce. Dynamometr szeregowy ma specjalnie opracowany kształt, który pozwala na umieszczenie go wewnątrz łuku o profilu V (rys. 4.6), również na odcinkach nachylonych. Możliwe jest także połączenie kilku dynamometrów w szereg, dzięki czemu na dłuższym odcinku uzyskuje się kontakt pomiędzy obudową a górotworem. Wartość ciśnienia mierzona w układzie hydraulicznym jest skalibrowana z siłą działającą na urządzenie, według charakterystyk podanych na rysunkach 4.2b i 4.3b.



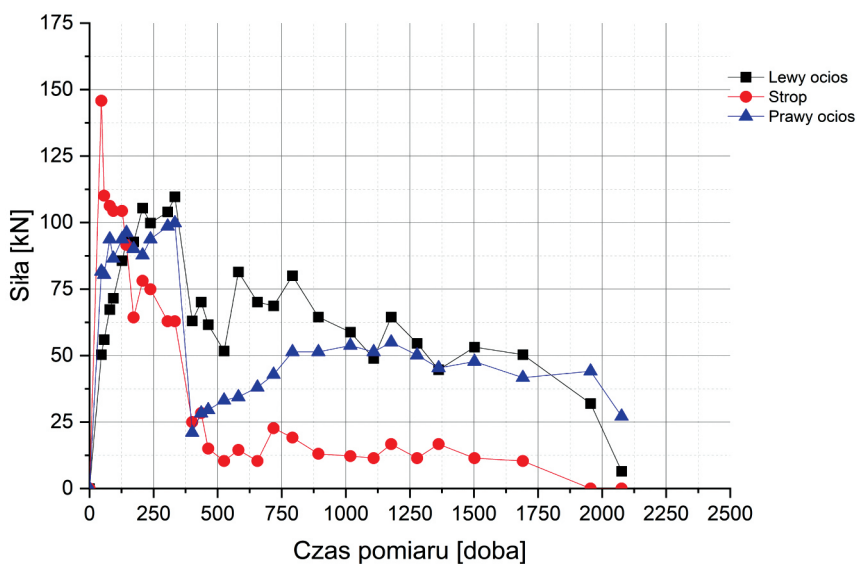
Rys. 4.5. Dynamometry stopowe zabudowane pod łukami ociosowymi



Rys. 4.6. Dynamometr szeregowy zabudowany w stropie wyrobiska

Należy zauważyć, że z uwagi na duże obciążenia oraz niemożliwość do kontrolowania przebieg przemieszczeń górotworu mogą wystąpić sytuacje, w których uszkodzenie przewodu hydraulicznego lub dynamometru powoduje nieszczelności i ubytki płynu hydraulicznego, a w konsekwencji częściowy lub całkowity spadek obciążenia. Bardzo przydatny w praktyce jest wówczas zawór umieszczony przed manometrem, który pozwala na jego demontaż i zatrzymanie resztek płynu hydraulicznego w układzie, przy jednoczesnej możliwości uzupełnienia płynu.

Na rysunku 4.7 przedstawiono wykres zmian obciążenia odrzwi obudowy rejestrowanych przez dwa dynamometry zabudowane pod łukami ociosowymi oraz jeden zabudowany pomiędzy łukiem stropnicowym a górotworem. Wyrobisko wykonane było w obudowie ŁP12/V36/4 ze stali S550W i z rozstawem odrzwi 0,6 m. Głębokość zalegania wyrobiska wynosiła 815 m. Pomiary wykonywane były manualnie przy użyciu manometrów zegarowych i trwały ponad 5,5 roku. Wymagały one każdorazowo dotarcia do dynamometru i odczytu wartości na manometrze. Każdy punkt na wykresie przedstawia zatem jeden odczyt.



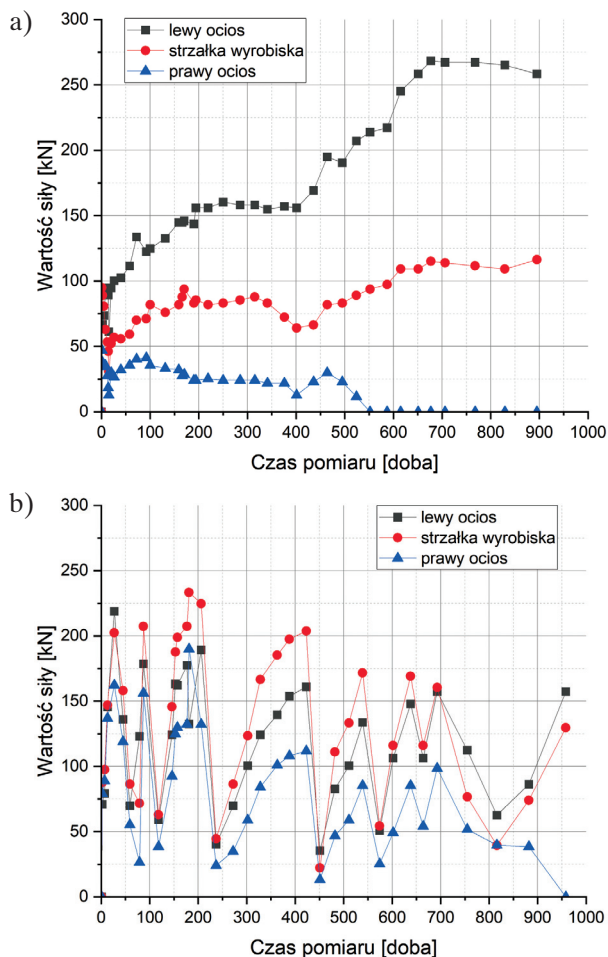
Rys. 4.7. Obciążenie obudowy podporowej – przekop W KWK Borynia

Wyniki badań w tym przypadku wskazują (rys. 4.7), że w początkowym okresie pomiarów nastąpił szybki przyrost obciążenia poszczególnych elementów obudowy, a w stropie siła wyniosła niemal 150 kN. W całym okresie pomiarowym wykonano 29 odczytów, co wskazuje, że jeden pomiar wykonywany był średnio raz na około 70 dni. Obciążenie na łukach ociosowych wynosiło maksymalnie około 110 kN i – podobnie

jak w przypadku stropu – siła po około roku znacznie spadała. Widoczne są lokalne wzrosty i spadki obciążeń. Z uwagi jednak na niewielką częstotliwość odczytów trudno jednoznacznie stwierdzić, czy zmiany te były spowodowane zsuwami na złączach odrzwi. Pomiarzy prowadzone w długim okresie wykazały znaczny spadek obciążeń, a tym samym odciążenie odrzwi, co mogło być związane z wystąpieniem strefy spękań wokół wyrobiska lub zsuwem na złączach łuków. Niemniej mniejsze wartości obciążeń stropu, a większe w ociosach, które się nie sumują, świadczą o tym, że w ociosach odpór sprężysty obudowy był większy. W stropie natomiast większa luźna przestrzeń pomiędzy górotworem a obudową nie powodowała nacisku, lecz umożliwiała przemieszczanie skał wzdłuż konturu wyrobiska.

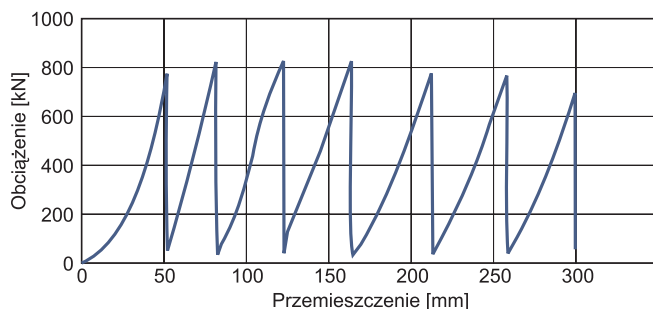
Niesymetryczny charakter obciążeń podatnej obudowy podporowej (rys. 4.8a) stwierdzono w pochylni B-1 pokładu 404/1, znajdującej się w miejscu pomiarów na głębokości około 800 m. Zastosowano tu obudowę ŁP9/V29 z rozstawem 1,0 m. W trakcie ponad 2-letnich pomiarów niemalże od samego początku najwyższe wartości obciążeń obserwowano na dynamometrze umieszczonym w lewym ociosie. W końcowym okresie obciążenie wyniosło około 265 kN. W stropie ustabilizowało się na wartości około 115 kN, przy jednoczesnym spadku w ociosie prawym do zera. Wskazuje to na bardzo niesymetryczny charakter obciążeń skierowanych od strony prawego ociosu, który odciążał prawy łuk ociosowy, a dociążał lewy (rys. 4.8a).

Na rysunku 4.8b przedstawiono wyniki ze stanowiska badawczego znajdującego się również w pochylni B-1, ale kilkadziesiąt metrów dalej. W tym przypadku, oprócz wartości obciążeń, istotny jest przede wszystkim charakter obciążenia, który wskazuje na cykliczne dociążanie i odciążanie odrzwi. Jest to związane ze zsuwem zachodzącym na złączach – przekroczona jest nośność zsuwna złączy, co powoduje spadek siły na dynamometrach. Wzrost nacisku generowany przez rozwarstwiający i przemieszczający się do wyrobiska skały prowadzi do wzrostu sił na dynamometrach, a w konsekwencji do zsuwu na złączach i odciążenia odrzwi. Można więc stwierdzić, że obudowa w tym przypadku pracuje poprawnie, wykazując podatność, dzięki czemu nie następuje deformacja odrzwi. Taki charakter pracy jest możliwy jedynie przy zastosowaniu odpowiedniego momentu dokręcenia zamków na złączach. Wartość momentu najczęściej zależy od konstrukcji odrzwi i wynosi zwykle 350–500 Nm. Należy zauważyć, że pomimo niewielkiej, około 70-metrowej, odległości pomiędzy stanowiskami obciążenie obudowy podporowej na stanowisku II było symetryczne. Wskazuje to, że kierunek obciążenia obudowy wzdłuż wyrobiska korytarzowego może ulegać ciągłym zmianom. Na podstawie zaprezentowanych wyników pomiarów można stwierdzić, że efektywność pracy obudowy zależy nie tylko od lokalnych warunków geologicznych i sytuacji górniczej, ale także technologii jej wykonania, w tym od dokręcenia śrub w złączach.



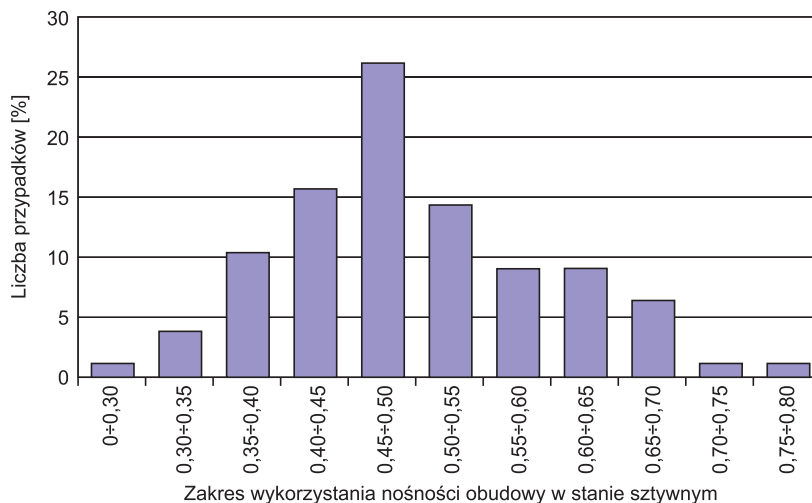
Rys. 4.8. Obciążenie obudowy podporowej – pochylnia B-1, pokład 404/1 KWK Pniówek:
a) odcinek I w obudowie podporowej; b) odcinek II w obudowie podporowej

Na podstawie rysunku 4.8a można stwierdzić, że obudowa pracuje prawidłowo, w sposób zbliżony do charakterystyki uzyskanej w badaniach laboratoryjnych (rys. 4.9) (Pytlik, 2019; Głuch, 2020). W badaniach laboratoryjnych, gdzie obciążenia są równomierne, spadki obciążenia, a więc i zsuw w złączach, zachodzą bardziej regularnie. Jednocześnie, podobnie jak w przypadku badań kopalnianych, kolejne przyrosty sił oraz ich maksymalne wartości wykazują tendencję spadkową. Dzieje się tak w przypadku częstych zsuwów i redukcji tarcia na kontakcie dobrze do siebie przylegających elementów obudowy. Jeżeli łuki obudowy zaczynają się rozchodzić lub też powierzchnia łuku staje się bardziej chropowata (np. na skutek korozji) bądź nie jest zachowany na całej długości łuku promień ugięcia, wartości sił w czasie mogą rosnąć ponad podaną przez producenta nośność zsuwną.



Rys. 4.9. Charakterystyka pracy odrzwi podatnych ŁP12/V32/4/A-3 strzemiona SD32/36W przy założonym momencie dokręcenia nakrętek strzemion $M_d = 500 \text{ Nm}$ (Głuch, 2020 – zmodyfikowany)

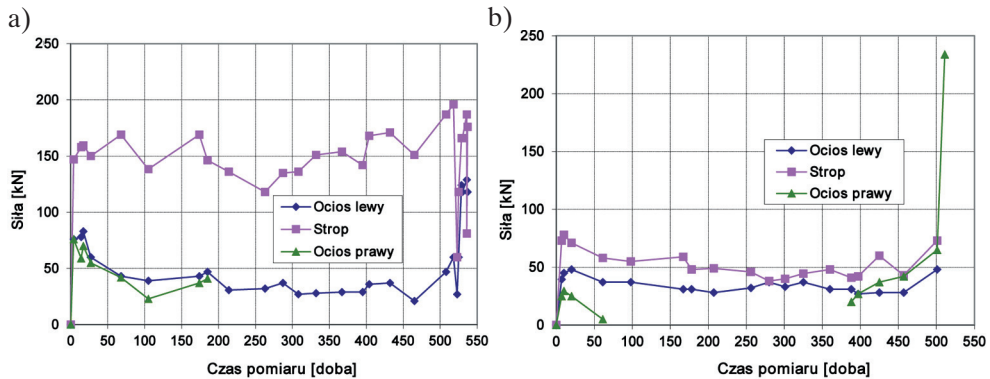
Należy jednak zaznaczyć, że rzeczywista nośność obudowy podporowej podatnej – pomimo wyznaczenia jej teoretycznie oraz w badaniach stanowiskowych w laboratorium – jest zmienna. Ciekawe badania w tym zakresie przeprowadził Pacześniowski (2015). Na podstawie normowych badań w laboratorium dotyczących najbardziej obecnie popularnych wielkości odrzwi obudowy ŁP 10–12 (szerokość 5,5–6,1 m i wysokość 3,8–4,2 m) stwierdził, że w ponad 52% przypadków upodatkowanie obudowy podporowej – wyrażane jako nośność robocza (zsuwna) – mieści się w zakresie 40–55% wyznaczonej nośności odrzwi w stanie sztywnym. Wynika stąd, że wyniki pomiarów obciążenia obudowy podatnej prowadzonych pod ziemią także mogą różnić się w pewnym zakresie względem podanej przez producenta nośności roboczej. Jednocześnie badania Pacześniowskiego (2015) wykazały, że zakres pracy obudowy podatnej jest bardzo szeroki i w 97% przypadków obejmuje przedział od 0,3 do 0,7 nośności w stanie sztywnym.



Rys. 4.10. Nośność robocza obudowy podporowej podatnej w stosunku do nośności w stanie sztywnym wg badań laboratoryjnych (Pacześniowski, 2015 – zmodyfikowany)

Inny charakter zmian uzyskano w chodniku B-3 pokładu 358/1 znajdującym się na głębokości około 930 m. Badania prowadzono na dwóch sąsiadujących ze sobą 50-metrowych odcinkach. W wyrobisku zastosowano obudowę ŁP9/V29 ze stali 34GJ z rozstawem co 0,75 m (odcinek I) i rozstawem 1,0 m (odcinek II), z tym że obudowę podporową na odcinku II przykotwiono dodatkowo jedną parą kotew prętowych w strzałce wyrobiska. Kotwy miały długość 2,5 m i nośność minimalną 120 kN. Średnia wytrzymałość na ściskanie skał stropowych według badań kopalnianych wynosiła 50,2 MPa, a na rozciąganie 4,3 MPa.

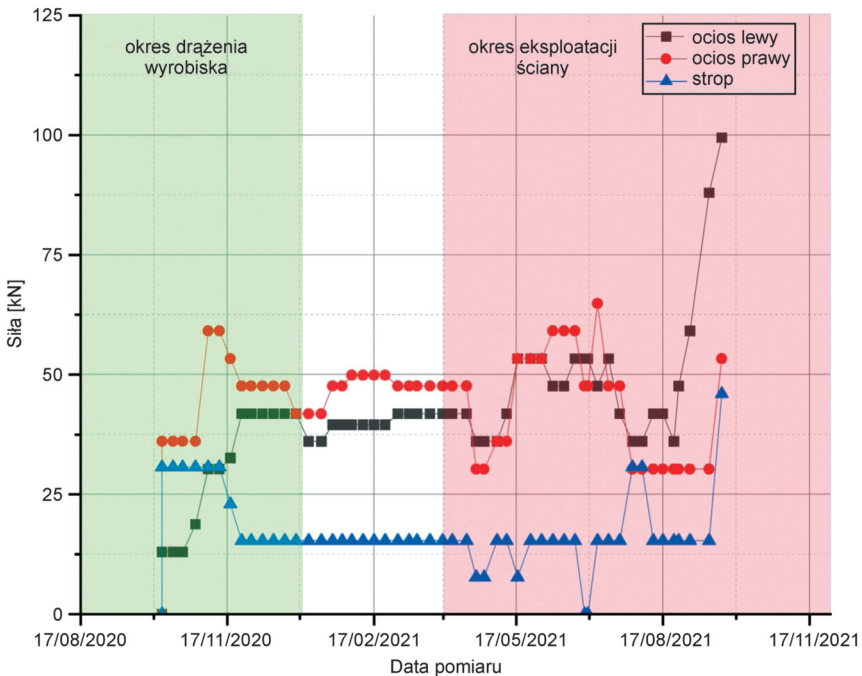
Z rysunku 4.11 wynika, że po początkowym wzroście obciążenia dynamometrów w stropie i pod łukami ociosowymi, obserwowanym w ciągu kilku dni po zabudowie urządzeń w przodku wyrobiska, nastąpiła bardzo długa faza stabilizacji, trwająca niemal do końca okresu pomiarów. Obciążenie w stropie odcinka bez kotew było stałe i wynosiło około 150 kN, a w ociosach – około 40 kN (rys. 4.11a). Dopiero po około półtora roku nastąpiły gwałtowne zmiany, wynikające z oddziaływania zbliżającego się frontu eksploatacyjnego (frontu ściany). Na rysunku 4.11b przebieg zmian obciążeń jest zbliżony, przy czym obciążenia oscylują zwykle wokół wartości około 40–50 kN, a najwyższe stwierdzono w stropie. Niższe wartości sił w dynamometrach na odcinku II wynikają z przykotwienia odrzwi, pomimo zwiększonego ich rozstawu – z 0,75 m do 1,0 m. Zatem na drugim odcinku badawczym ograniczono obciążenie odrzwi ŁP, ponieważ podczas przemieszczania się warstw stropowych część obciążenia przejmowały kotwy. Jednocześnie zmniejszyła się strefa spękań w stropie, a ciężar spękanych skał jest głównym czynnikiem obciążenia odrzwi obudowy podporowej. Dodatkowo wyniki badań przedstawione na rysunku 4.11 wskazują na symetryczny sposób obciążenia odrzwi, bowiem na obu odcinkach najwyższe wartości sił wystąpiły w stropie.



Rys. 4.11. Obciążenie obudowy podporowej – chodnik B-3, pokład 358/1, KWK Budryk:
a) odcinek I w obudowie podporowej; b) odcinek II w obudowie podporowej przykotwionej jedną parą kotew prętowych

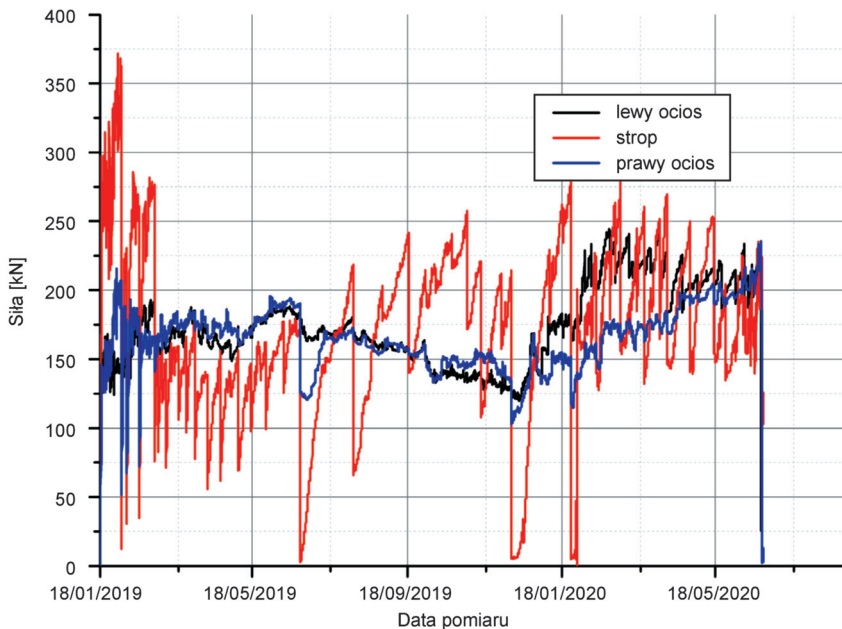
Z powyższego przykładu wynika, że charakter obciążenia odrzwi obudowy podporowej jest powiązany z rodzajem zastosowanego wzmocnienia. Potwierdza to przykład

z KWK Knurów-Szczygłowice z chodnika 9b w pokładzie 408/2 wydrążonego na głębokości około 860 m. Strop stanowiły głównie warstwy łupków ilastych i piaszczystych, a warunki były zbliżone do tych występujących w badaniach pokazanych na rysunkach 4.8 i 4.11. Obudowę podstawową wyrobiska stanowiły odrzwia ŁP11/V32/4 budowane z rozstawem 0,8 m. Przy zastosowaniu dodatkowego kotwienia w postaci dwóch kotew prętowych o długości 3,0 m pomiędzy każdymi odrzwiami oraz kotwy strunowej o długości 7,0 m zabudowanej poprzez podciąg rejestrowane obciążenie było także znacznie niższe niż w wyrobisku bez kotew. Wartość rejestrowanych na dynamometrach sił wyniosła maksymalnie około 60 kN, a jedynie bezpośrednio przed frontem ściany wzrosła do 100 kN (rys. 4.12). Mimo że odczyty wykonywano manualnie, liczba rejestracji była znacząca. Na ich podstawie można stwierdzić, że wartość sił na poszczególnych dynamometrach, po ustabilizowaniu się wtórnego stanu równowagi bezpośrednio po wydrążeniu, utrzymywała się niemal w całym okresie pomiarów na zbliżonym poziomie. Stabilizacja nastąpiła tutaj po upływie około 2 miesięcy. Najniższą wartość obciążenia odnotowano w stropie dzięki ograniczeniu rozwarstwiania się skał w wyniku zastosowania kotwienia. Wskazuje to więc na dużą skuteczność kotwienia w ograniczaniu obciążeń obudowy podporowej. Pozwala to często na zwiększenie rozstawu odrzwi ŁP lub też utrzymanie rozstawu odrzwi 0,8–1,0 m w trudniejszych warunkach geologiczno-górnicznych.



Rys. 4.12. Obciążenie obudowy w chodniku 9b, pokł. 408/2, KWK Knurów-Szczygłowice w całym okresie prowadzenia monitoringu

Nieco inny charakter zmian obciążeń poszczególnych elementów obudowy można zaobserwować podczas rejestracji obciążenia obudowy podporowej z wykorzystaniem programowalnych elektronicznych manometrów z wbudowaną pamięcią (rys. 4.13 i 4.14). Obudowa wyrobiska składała się w tym przypadku z odrzwi ŁPSC 11/S7/V36 budowanych w rozstawie 0,75 m oraz wzmocnienia w postaci dwóch rzędów krótkich 1,0-metrowych podciągów podtrzymywanych kotwami strunowymi o długości 6,0 m i sześciu krótkich kotew stalowych o długości 2,7 m, wklejanych na całej długości pomiędzy odrzwiami. Strop stanowiły gęsto laminowane warstwy łupków ilastych, piaszczystych i piaskowców.



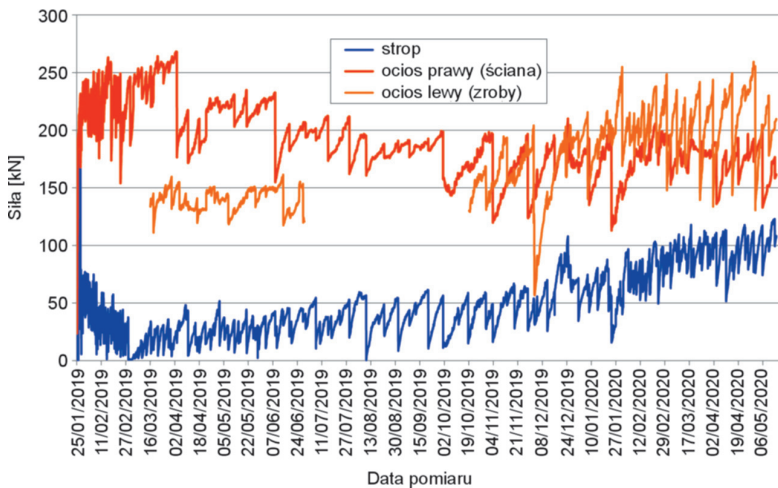
Rys. 4.13. Obciążenie obudowy rejestrowane przez dynamometry hydrauliczne z manometrami z pamięcią na stanowisku I w chodniku nadścianowym ściany 4/II/385 KWK Bogdanka (Antoniuk et al., 2020 – zmodyfikowany)

Początkowy okres rejestracji wynosił 2 godziny, a po około 3 miesiącach – 6 godzin. Wyniki pomiarów na stanowisku I wskazały na bardzo dużą zmienność obciążeń w stropie, które intensywnie spadały, by w ciągu około 2 tygodni znowu wzrosnąć. Szczegółowa analiza wskazuje, że już po pierwszej dobie na dynamometrze stropowym i jednym ociosowym uzyskano obciążenie niemal 200 kN, po czym nastąpił spadek obciążenia i kolejny wzrost siły. Maksymalne obciążenie wystąpiło w stropie po około 2 tygodniach i wyniosło niemal 370 kN. Podobnie jak w przypadku rejestracji manualnej, także i na tym stanowisku badawczym wyższych obciążeń już nie zarejestrowano. Znaczna liczba gwałtownych spadków obciążeń, lokalnie niemal do

zera, może wskazywać na zsuwy w złączach obudowy lub odkształcenia plastyczne obudowy. W tym przypadku praca obudowy przebiegała właściwie, według schematu badań laboratoryjnych (rys. 4.9). Niemniej osiągnięcie maksymalnej wartości siły w stropie tylko w początkowym okresie wskazywać może także na plastyczny charakter deformacji odrzwi ŁP.

Obciążenia dynamometrów pod łukami ociosowymi wykazywały dużą stabilność, a wartości sił w obu ociosach były zbliżone i wynosiły zwykle około 150–200 kN. Może to wskazywać na symetryczne obciążenie odrzwi obudowy (rys. 4.13).

Wartości obciążeń rejestrowane automatycznie na stanowiska II w tym samym wyrobisku i odległości około 100 m od stanowiska I wskazują również na cykliczne obciążanie i odciążanie odrzwi obudowy. Najważniejsze w tym przypadku jest to, że strop obciążony był siłą trzy – cztery razy mniejszą niż ociosy (rys. 4.14). Skuteczność kotwienia stropu okazała się więc znacznie wyższa, co potwierdzają wyniki pomiarów przedstawione na rysunku 4.11.



Rys. 4.14. Obciążenie obudowy rejestrowane przez dynamometry hydrauliczne z manometrami z pamięcią na stanowisku II w chodniku nadścianowym ściany 4/II/385 KWK Bogdanka (Antoniuk et al., 2020 – zmodyfikowany)

Porównanie dwóch typów odczytów, tj. manualnego na manometrze zegarowym oraz automatycznego z pamięcią, wskazuje, że rejestracja zmian z dużą częstotliwością niesie za sobą wiele korzyści, w tym możliwość uchwycenia maksymalnej wartości obciążenia czy odciążenia obudowy, a tym samym podjęcia odpowiednich decyzji w zakresie ewentualnego wzmocnienia obudowy lub górotworu jeszcze przed uplastycznieniem obudowy. Pozwala także na identyfikację występujących zsuwów w złączach odrzwi ze zmianą przekroju poprzecznego wyrobiska.

W przypadku kontroli obciążenia stropu można stosować także siłomierze hydrauliczne z manometrem (rys. 4.15) oraz siłomierze tensometryczne lub z drgającą

struną (rys. 4.16). Wewnątrz dynamometru (rys. 4.16) znajdują się tensometry lub struny, które pod wpływem nacisku zmieniają opór lub częstotliwość drgań, wskazując na zmiany wartości obciążenia. Wymagają one jednak podpięcia urządzenia do odpowiedniego miernika. Urządzenia pomiarowe umieszcza się pomiędzy łukiem stropnicowym a górotworem. Manometr, miernik lub układ rejestrujący pozwala odczytać ciśnienie lub zmianę deformacji na tensometrach, co umożliwia określenie działającej siły. W zasadzie każde z takich urządzeń pomiarowych może współpracować z automatycznymi i zdalnymi rejestratorami.



Rys. 4.15. Siłomierz hydrauliczny z manometrem – Hydraulic Load Cell (GeoAnts, b.d.)



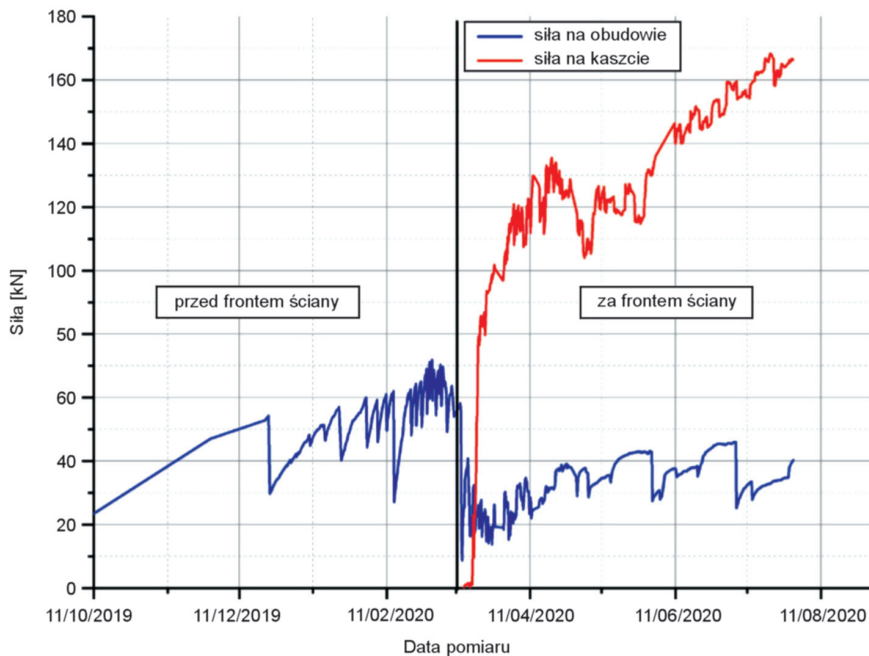
Rys. 4.16. Siłomierz tensometryczny – MT703 Disc Load Cell (Meltrons Australia, b.d.)

Dynamometry z drgającą struną wyposażone są w zestaw trzech lub sześciu czujników strunowych zamontowanych równolegle do siebie w równej odległości wewnątrz pierścienia cylindra (rys. 4.15 i 4.16). Siłomierze mają różne konstrukcje, które umożliwiają pomiar obciążeń obudowy podporowej lub innych konstrukcji nośnych. Urządzenia w kształcie pierścienia pozwalają także na pomiar obciążenia kotew. Warunkiem prawidłowej pracy czujnika jest zapewnienie właściwego kontaktu zarówno między górotworem a siłownikiem, jak i między siłownikiem a konstrukcją. Ponieważ jest to urządzenie z drgającą struną VW (*vibrating wire*), obciążenie oddziałujące na nie powoduje zmianę częstotliwości indukowanej przez wzbudzającą cewkę. Średni odczyt z czujników pozwala określić średnie obciążenie konstrukcji, minimalizując wpływ ewentualnego obciążenia mimośrodowego wynikającego z nierównomiernego rozkładu sił. Dokładność odczytu wynosi $\pm 0,5\%$ pełnego zakresu pomiarowego.

Wyniki uzyskane za pomocą dynamometru strunowego z automatycznym odczytem pokazano na rysunku 4.17. Na prezentowanym wykresie przedstawiono wyniki obciążenia dynamometrów umieszczonych na łuku stropnicowym obudowy ŁP w chodniku przyścianowym oraz na kaszcie od strony zrobów, po przejściu frontu ściany. Wyrobisko wykonano na głębokości około 920 m w obudowie podporowo-kotwowej.

Było ono utrzymywane za frontem eksploatowanej ściany do celów wentylacyjnych i transportowych, dlatego musiało zachować minimalne gabaryty ruchowe. Z tego względu istotne było określenie obciążeń elementów konstrukcyjnych odpowiedzialnych za utrzymanie jego stateczności. Obudowę podporową wzmocniono dwiema kotwami strunowymi i jedną kotwą linową iniekcijną o długościach 6,2 m.

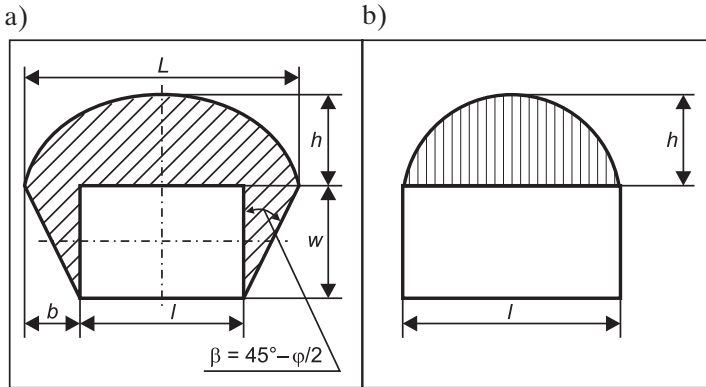
Z badań wynika, że obciążenie obudowy ustabilizowało się na poziomie około 55–60 kN i nieznacznie wzrastało bezpośrednio przed frontem ściany (rys. 4.17). W momencie jego przejścia przez stację pomiarową nastąpiło gwałtowne odciążenie stropu obudowy ŁP, po którym obserwowano ponowny stopniowy wzrost siły. Po zainstalowaniu siłomierza na kaszcie odnotowano przyrost obciążenia w bardzo krótkim czasie, a następnie jego systematyczne zwiększanie się, choć lokalnie rejestrowano również niewielkie spadki wartości. Świadczy to o tym, że kaszty zabudowane za frontem ściany wzdłuż utrzymywanego wyrobiska przejmowały znaczne obciążenie od załamujących się cyklicznie skał stropowych, których ciężar stale wzrastał.



Rys. 4.17. Obciążenie obudowy rejestrowane automatycznie za pomocą siłomierzy z drgającą struną (Małkowski et al., 2022 – zmodyfikowany)

Analiza wyników polowych badań obciążenia odrzwi obudowy podporowej przedstawionych w niniejszej pracy, a także wcześniejszych doświadczeń (Majcherczyk et al., 2006a, 2008), wskazuje, że przebiegi zmian obciążeń obudowy podporowej są bardzo nieregularne, co uniemożliwia ich statystyczną analizę czy opisanie linią trendu. W związku z tym istotne jest porównanie rzeczywistych wartości obciążenia odrzwi

z prognozowanym maksymalnym obciążeniem wynikającym z obliczonego zasięgu strefy spękań według różnych modeli (rys. 4.18).



Rys. 4.18. Charakter strefy spękań wokół wyrobisk:
a) wg modelu Cymbariewicza; b) wg modelu Protodiakonowa

Poniżej przedstawiono przykładowe wzory umożliwiające prognozowanie strefy spękań oraz obciążenia obudowy wyrobiska zgodnie z teorią Cymbariewicza (równania (4.6) i (4.7)) oraz z zastosowaniem wskaźnika jakości RMR według Bieniawskiego (równania (4.8) i (4.9)):

$$h = \frac{l + 2w \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{2 \cdot f} \quad (4.6)$$

$$Q = h \cdot l \cdot \gamma \quad (4.7)$$

$$h = \frac{100 - \text{RMR}}{100} \cdot l \quad (4.8)$$

oraz:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot h \cdot l \cdot \gamma \quad (4.9)$$

gdzie:

h – wysokość prognozowanej strefy spękań w stropie wyrobiska, m;

l – szerokość wyrobiska, m;

φ – kąt tarcia wewnętrznej skał w ociosie, °;

f – bezwymiarowy wskaźnik zwięzłości według Protodiakonowa, przyjmowany zwykle jako $0,1R_c$, gdzie R_c wyrażone jest w megapaskalach, –;

γ – ciężar objętościowy skał w stropie, kN/m^3 ;

Q – prognozowane obciążenie obudowy podporowej przypadające na 1 mb wyrobiska, kN/mb ;

RMR – wskaźnik jakości górotworu według Bieniawskiego, pkt.

Aby lepiej porównać prognozowane obciążenie z wynikami pomiarów prowadzonych na odcinku stropu o długości około 1,0–1,5 m, korzystniejsze jest przedstawienie obciążenia przypadającego na metr kwadratowy stropu:

$$Q_i = h \cdot \gamma \quad (4.10)$$

lub:

$$Q_i = \frac{2}{3} \cdot h \cdot \gamma \quad (4.11)$$

Można więc przyjąć, że przy uzyskanym z pomiarów obciążeniu stropu o wartości około 200 kN zasięg strefy spękań może dochodzić do około 8,0 m, przy założeniu, że dynamometr przenosi obciążenia z jednego metra długości stropnicy (patrz rys. 4.1). Doświadczenia własne wskazują, że takie wartości są jak najbardziej możliwe. Jednocześnie należy dodać, że obciążenie obudowy podporowej jest wynikiem także ciśnienia deformacyjnego.

W wyrobiskach podziemnych, gdzie obudowa stalowa jest podstawowym typem konstrukcji, w wielu przypadkach dochodzi do jej korozji, która wyraźnie zmniejsza nośność obudowy, a niekiedy wręcz prowadzi do jej całkowitej degradacji (rys. 4.19). Przyczyną szybkiej korozji są zwykle wykraplająca się z górotworu zmineralizowana woda z dużą zawartością soli (chlorków, siarczanów) oraz duża wilgotność powietrza. W przypadku powietrza kopalnianego wilgoć zawiera cząsteczki wody nasyconej solą. Skutkiem korozji jest zmniejszenie pola przekroju kształtownika obudowy, a tym samym zmniejszenie nośności odrzwi czy uniemożliwienie zsuwu obudowy podatnej.



Rys. 4.19. Zawal skał stropowych spowodowany utratą nośności odrzwi w wyniku korozji (Ficek, 2022)

Stopień korozji obudowy stalowej można określić, prowadząc:

- wizualną inwentaryzację konstrukcji w przypadku dobrego dostępu do powierzchni elementów obudowy;
- bezpośredni pomiar grubości lub ubytków, na przykład suwmiarką;
- pomiar pośredni z wykorzystaniem metod radiologicznych, ultradźwiękowych (rys. 4.20) i rezystometrycznych.

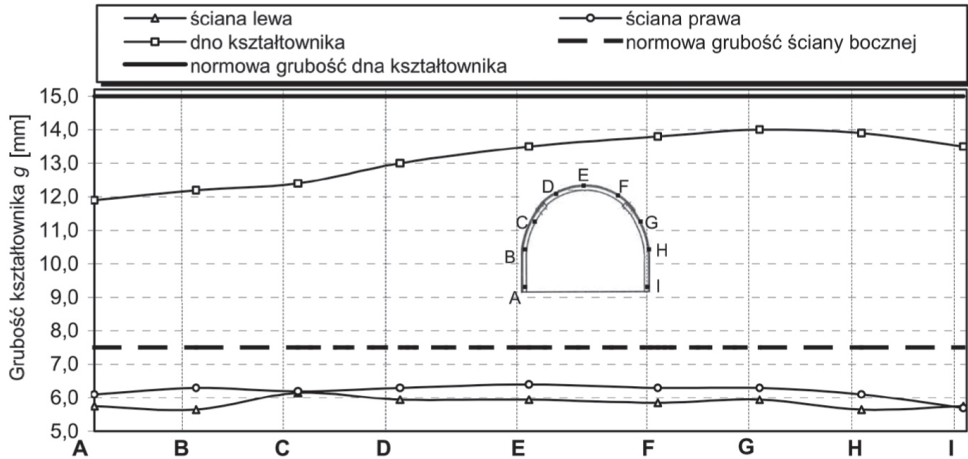


Rys. 4.20. Grubościomierz ultradźwiękowy SONO M660 (Metrison, b.d.)

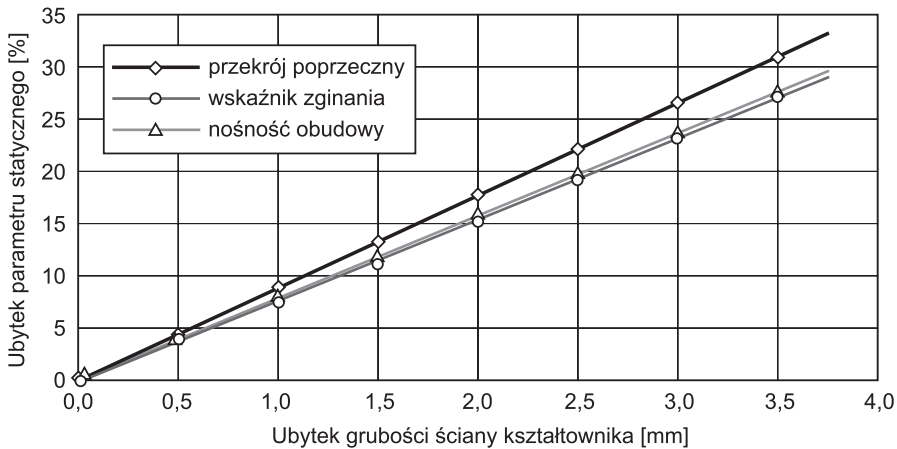
Badania przeprowadzone na skorodowanej obudowie ŁP za pomocą grubościomierza ultradźwiękowego (Chudek et al., 2007) wskazują, że po długim okresie użytkowania ubytki grubości kształtownika obudowy typu V sięgają od 1 mm do 3 mm w stosunku do wartości nominalnych (rys. 4.21). Warto także zwrócić uwagę, że ubytki korozyjne nie są równomierne na obwodzie odrzwi, co świadczy o nierównomiernej ekspozycji na zawodnienie oraz różnej agresywności chemicznej wody w wyrobisku.

Skutkiem utraty grubości materiału jest zmiana pola przekroju poprzecznego elementu konstrukcji prowadząca do utraty nośności nominalnej. W przypadku kształtownika V25 i odrzwi ŁP8, korzystając z obliczeń w programie RAMA 3D, oszacowano zmniejszenie nośności konstrukcji w zależności od ubytku grubości ścianek kształtownika spowodowanego korozją (Chudek et al., 2007). Wyniki obliczeń wskazują, że efektem 2-milimetrowego ubytku grubości kształtownika jest zmniejszenie nominalnej nośności odrzwi sięgające około 15%, a na skutek ubytku 3-milimetrowego nośność zmniejsza się aż o około 23% (rys. 4.22). Dane te wskazują, że korozja stanowi poważny problem

i konieczne jest kontrolowanie jej zakresu oraz intensywności w odniesieniu do elementów konstrukcji obudowy. W przeciwnym razie wyniki pomiarów dołowych obciążeń obudowy nie będą odpowiadać rzeczywistym nośnościom monitorowanych konstrukcji.

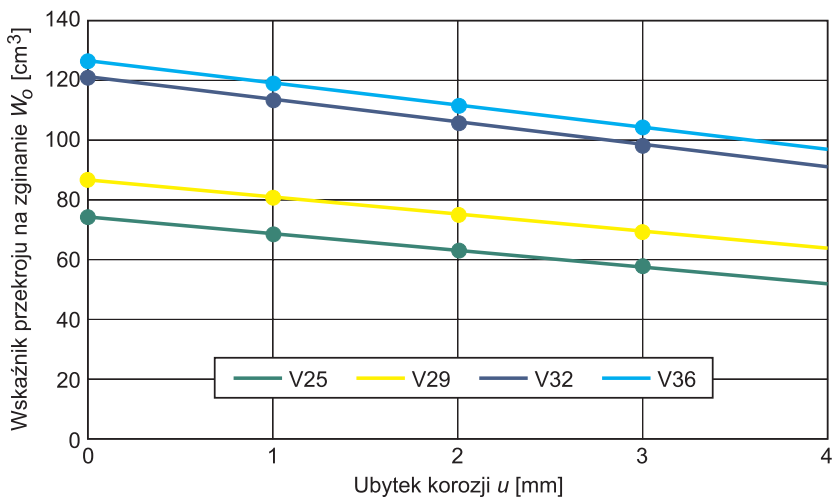


Rys. 4.21. Rzeczywista grubość kształownika V na obwodzie odrzwi obudowy ŁP (Chudek et al., 2007 – zmodyfikowany)



Rys. 4.22. Zmiana charakterystyki kształownika oraz nośności odrzwi ŁP8/V25 w wyniku korozji (Chudek et al., 2007 – zmodyfikowany)

Analizując w bardziej ogólny sposób utratę nośności odrzwi obudowy ŁP w zależności od wielkości zastosowanego kształownika typu V, można stwierdzić, że wraz z ubytkiem grubości ścianek kształownika wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie zmniejsza się niemal proporcjonalnie (Stefaniak et al., 2009). Spadek wartości wskaźnika wynosi około 5–8% na każdy 1 mm grubości ubytku korozyjnego (rys. 4.23).



Rys. 4.23. Zależność wskaźnika przekroju na zginanie od wielkości ubytku korozyjnego kształownika typu V (Stefaniak et al., 2009 – zmodyfikowany)

Do wyznaczenia prędkości korozji v_k można wykorzystać zależność określającą ubytek masy na jednostkę powierzchni w danym czasie:

$$v_k = \frac{\Delta m}{S \cdot t} \quad (4.12)$$

gdzie:

Δm – różnica mas przed korozją i po korozji, kg;

S – powierzchnia korodującego metalu, m²;

t – czas korozji metalu, doba.

Korozję można także określać jako ubytek grubości metalowego elementu na jednostkę czasu:

$$v_k = \frac{\Delta d \cdot \rho}{t} \quad (4.13)$$

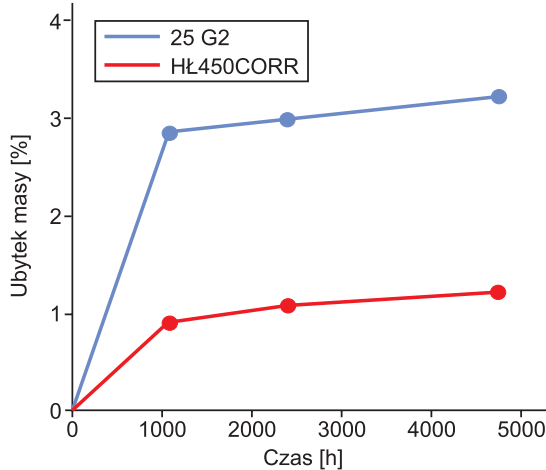
gdzie:

Δd – zmiana grubości elementu metalowego, cm;

ρ – gęstość metalu, g/cm³.

Należy zaznaczyć, że obie metody określania prędkości korozji metali odnoszą się do korozji przebiegającej równomiernie. Umożliwiają jednak określenie zmiany wytrzymałości materiału oraz konstrukcji w czasie.

Jedną z metod ograniczających intensywność korozji jest stosowanie stali bardziej odpornych na czynniki korozyjne, co przedstawiono na rysunku 4.24. Wyniki wskazują, że zastosowanie stali o zwiększonej odporności korozyjnej typu na przykład HŁ CORR (odpowiednik S480W) pozwala na trzykrotne ograniczenie ubytku masy w wyniku korozji standardowej stali 34GJ w tym samym okresie (Stefaniak et al., 2009).



Rys. 4.24. Szybkość korozji w zależności od gatunku stali (Stefaniak et al., 2009 – zmodyfikowany)

4.2. Obciążenie obudowy kotwowej

Do pomiaru obciążeń kotew stosowane są od wielu lat różnorodne mierniki, o odmiennej budowie oraz zakresie pomiaru. Najbardziej popularne są przyrządy umożliwiające rejestrację obciążenia na końcowym odcinku kotwy lub indykatory pokazujące wartości obciążenia osiągnięte na jej końcu. Wśród mierników pracy kotew można wyróżnić między innymi (Majcherczyk et al., 2006a, 2008; Mitri, 2011; Prusek et al., 2012b; Spearing et al., 2013; Song et al., 2017; Pytlik i Pytlik, 2019; Korzeniowski et al., 2018; Kukutsch et al., 2019; Skrzypkowski et al., 2019; Skrzypkowski, 2020; Dong, 2022; Luo, 2023):

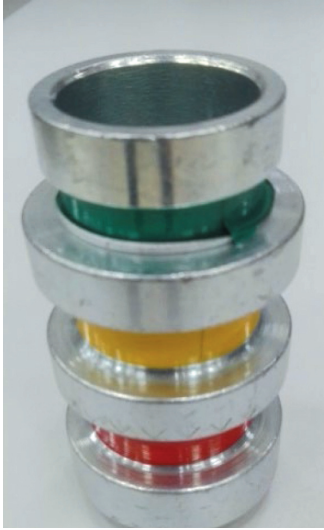
- przyrządy wskaźnikowe:
 - wskaźniki obciążenia,
 - wskaźniki (sprężynowe) do monitorowania pracy kotew,
 - podkładki odkształcalne,
 - tuleje odkształcalne,
 - nakrętki pomiarowe,
 - tuleje ścinane;

- czujniki do pomiaru siły na końcu kotwy:
 - krążki dynamometryczne,
 - dynamometry tensometryczne,
 - dynamometry z drgającą struną,
 - dynamometry hydrauliczne;
- kotwy pomiarowe:
 - tensometryczne kotwy pomiarowe,
 - kotwy typu IRAD,
 - kotwy typu MMA,
 - kotwy pomiarowe z wibrującą struną.

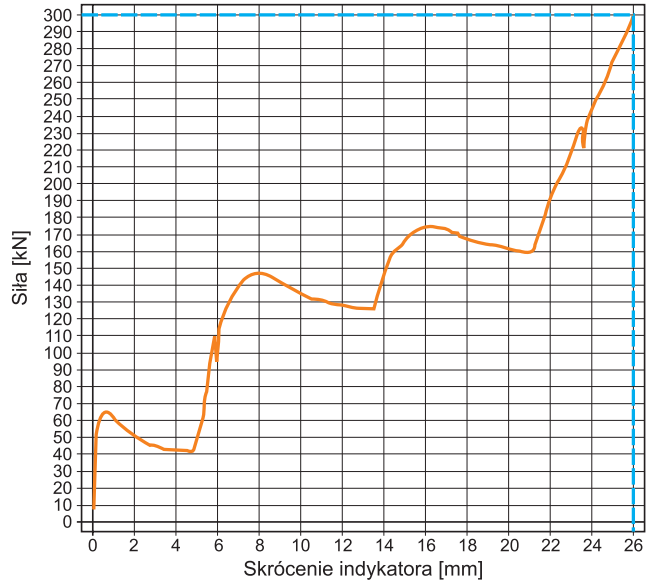
Pomiary jakościowe obciążeń można w prosty sposób prowadzić między innymi za pomocą wskaźników siły (indykatorów) (rys. 4.25a). Zasada działania indykatora polega na wystąpieniu deformacji tulei po osiągnięciu pewnej siły krytycznej, w której wartość zależy od grubości ścianek i zastosowanego do produkcji materiału. W przypadku indykatora TITAN 30/11 wyróżnia się trzy poziomy obciążenia odpowiadające kolejnym etapom deformacji: zielony – około 70 kN, żółty – około 160 kN oraz czerwony – około 180 kN. Dokładną charakterystykę pracy indykatora TITAN 30/11 pokazano na rysunku 4.25b. W przypadku indykatora TITAN 40/16 poziomy obciążenia wynoszą 200 kN, 300 kN i 400 kN (Titan Polska, b.d.). Indykatory montuje się na kotwy pomiędzy podkładką a nakrętką (rys. 4.25c). Wielkość ich odkształcenia pozwala oszacować w przybliżeniu wartość działającej na nie siły osiowej. Tego typu pomiar dobrze odzwierciedla pracę konstrukcji w przypadku kotew wklejanych odcinkowo lub kotew rozprężnych mocowanych punktowo. Natomiast w przypadku kotew wklejanych na całej długości indykator umieszczony na końcu kotwy obrazuje jedynie obciążenie jej krótkiego, niewklejonego fragmentu.

Zasada działania kolejnej grupy wskaźników do szacowania wielkości obciążenia końcówki kotew opiera się na odkształcalności podłużnej zastosowanego materiału. Wartość przenoszonej siły określa się na podstawie pomiaru odkształcenia, przy czym zależność ta ustalana jest w procesie kalibracji konstrukcji na maszynie wytrzymałościowej. Jednym z czujników pomiaru siły jest krążek dynamometryczny składający się z gumowego pierścienia umieszczonego pomiędzy dwiema stalowymi płytami (rys. 4.26a). Choć konstrukcja jest stosunkowo prosta, wiarygodna ocena obciążenia kotwy wymaga precyzyjnego pomiaru odległości między płytami – z dokładnością do 1 mm. W zakresie odkształceń 10–15 mm, zależnie od grubości krążka, charakterystyka deformacji pozostaje liniowa, a 1-milimetrowa deformacja krążka odpowiada określonej sile ściskającej – na przykład 1 kN (rys. 4.26b).

a)



b)



c)



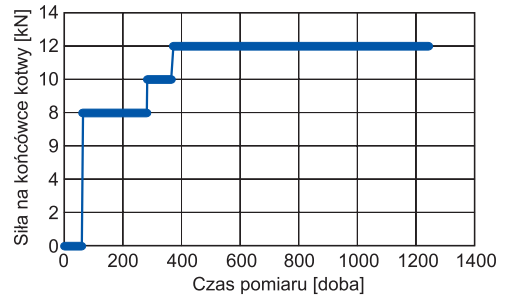
Rys. 4.25. Indykator obciążenia kotew TITAN 30/11:

- a) widok ogólny; b) charakterystyka pracy indykatora wg badań laboratoryjnych;
c) widok indykatora zabudowanego w wyrobisku

a)



b)



Rys. 4.26. Krążek dynamometryczny do pomiaru obciążeń kotw:

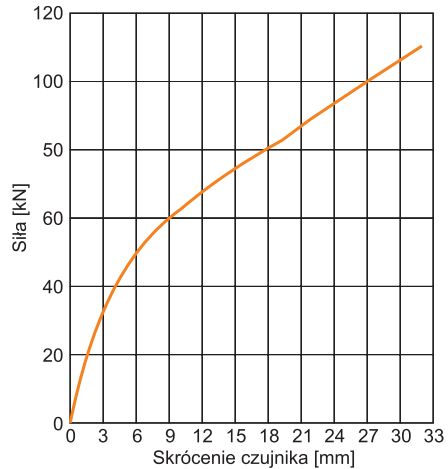
a) urządzenie zamontowane w wyrobisku; b) wynik pomiaru obciążenia kotwy w czasie

Podobny charakter pracy wykazuje także prototypowy wskaźnik obciążenia wykonany z tworzywa sztucznego (rys. 4.27) opracowany przez współautora monografii, P. Małkowskiego. Krzywa kalibracyjna wskazuje na nieliniową deformację podłużną konstrukcji w wyniku działania siły osiowej. Nominalny zakres pracy wynosi około 110 kN. W tym przypadku również niezbędny jest ręczny pomiar skrócenia tulei w celu oszacowania wielkości obciążenia.

a)



b)

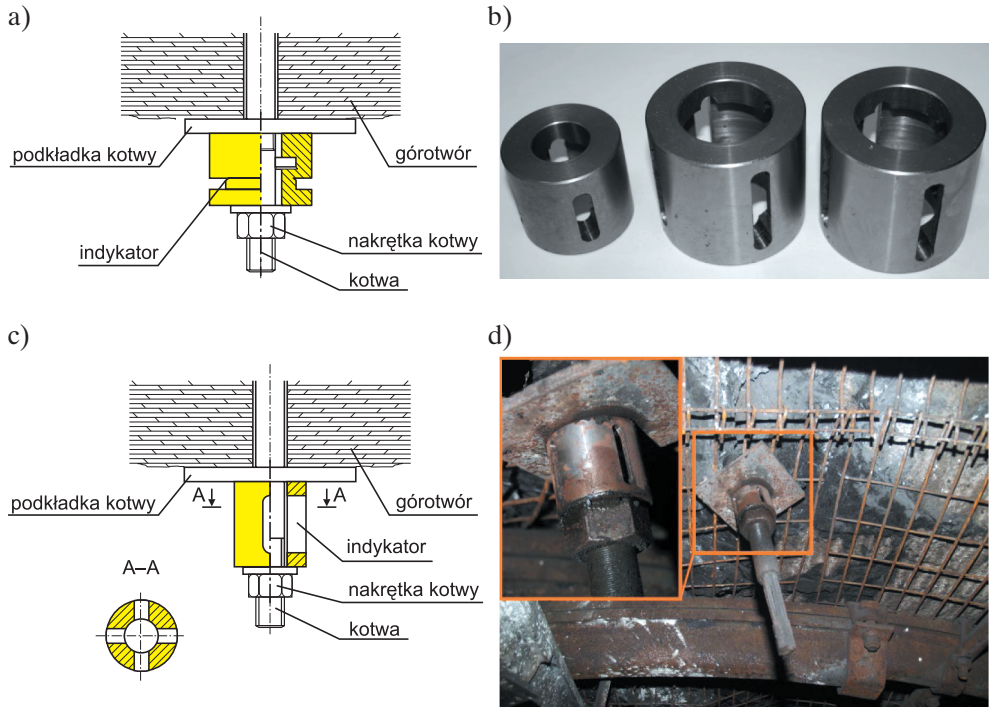


Rys. 4.27. Cylinder dynamometryczny według autorskiego pomysłu:

a) widok ogólny; b) charakterystyka pracy

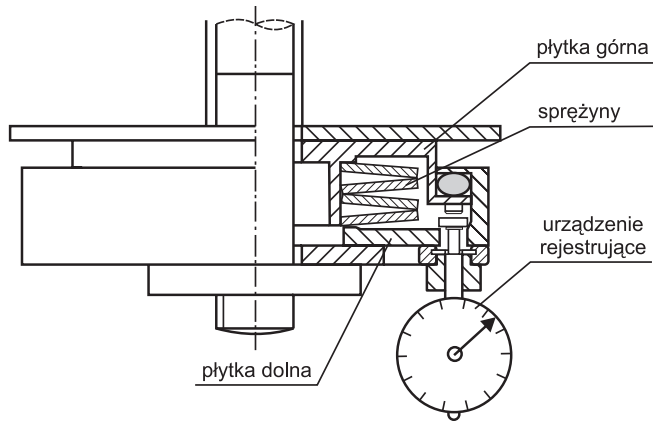
Nieco inne konstrukcje indykatorów, ale także wykorzystujące pomiar deformacji lub ścinania elementu umieszczonego pomiędzy nakrętką a podkładką kotwy,

zaprezentował Główny Instytut Górnictwa (Prusek et al., 2012b). Zasada działania polega na ścinaniu ścianek tulei (rys. 4.28a) lub ich zgniataniu (rys. 4.28b, c) pod wpływem działającej siły ściskającej. Gdy wskaźnik umieszczony jest pod nakrętką kotwy rozciąganej (rys. 4.28d), ścięcie lub odkształcenie tulei wskazuje działającą siłę, skalibrowaną w zależności od grubości ścianek tulei i wielkości wycięć w jej korpusie. Tuleje mogą mieć różne wymiary (rys. 4.28b), co wpływa na zakres pomiaru obciążenia. W tym przypadku nośność czujnika wynosiła około 350 kN, a założono go na końcówkę kotwy strunowej (rys. 4.28d).



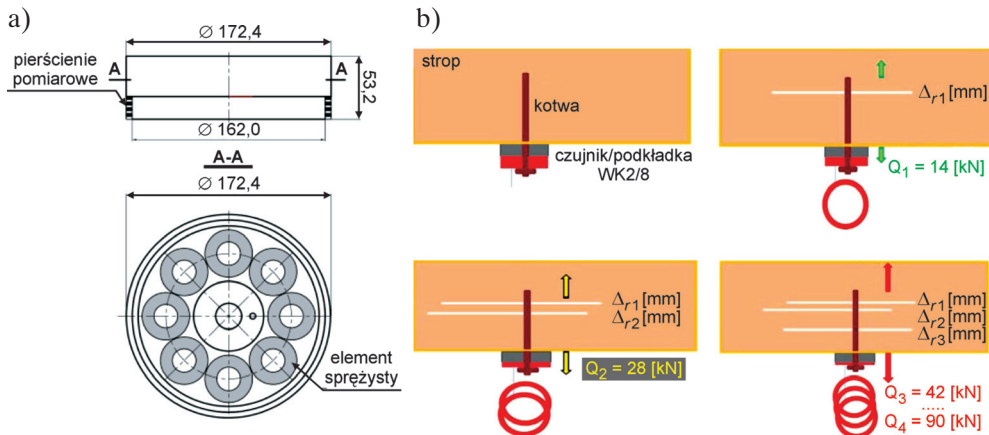
Rys. 4.28. Indykatory obciążeń: a) indykatory ścinane z otworami (Prusek et al., 2012b – zmodyfikowany); b) tuleje pomiarowe różnej wielkości (Turek et al., 2012); c) indykator zgniatany z otworami (Prusek et al., 2012b); d) tuleje zamocowane na kotwach strunowych w kopalni węgla (Turek et al., 2012)

Do pomiaru deformacji stosuje się także dynamometry sprężynowe. Umieszczenie sprężyn pomiędzy płytami oporowymi powoduje, że deformacja jest proporcjonalna do siły działającej na końcu kotwy. Rozwiązania pomiarowe oparte na skracaniu sprężyny bezpośrednio na czujniku przemieszczeń są znane od końca lat 60. XX wieku (Podgórski i Podgórski, 1969). Kalibracja urządzenia na maszynie wytrzymałościowej pozwala na określenie zależności skrócenia sprężyny od założonej siły. Dynamometr sprężynowy typu DSzP-8 składający się ze sprężyn talerzowych pokazano na rysunku 4.29.



Rys. 4.29. Schemat pracy dynamometru sprężynowego DSzP-8 (Podgórski i Podgórski, 1969 – zmodyfikowany)

Na podobnej zasadzie – z wykorzystaniem sprężyn – opiera się działanie nowej konstrukcji wskaźnika obciążenia kotwy WK-2/8 (Korzeniowski et al., 2018; Skrzypkowski et al., 2019). Podkładka wykonana jest z dwóch cylindrów, o większej i mniejszej średnicy, pomiędzy którymi znajdują się sprężyny (rys. 4.30a). W tym przypadku do szacowania wielkości obciążenia autorzy zastosowali pierścienie sztywno osadzone na cylindrze o mniejszej średnicy, które zsuwają się i opadają wskutek zaciskania podkładki (rys. 4.30b). Zakres pomiarowy dynamometru oszacowano na około 90 kN, a każdy spadający pierścień wskazuje na przyrost obciążenia o około 14,1 kN.



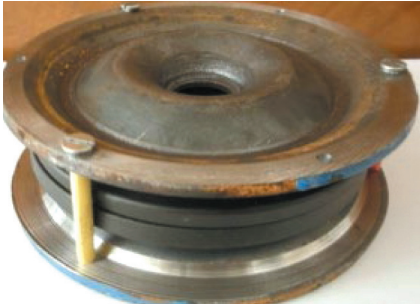
Rys. 4.30. Wskaźnik obciążenia kotwy WK-2/8:

a) schemat ogólny; b) zasada pracy (Korzeniowski et al., 2018 – zmodyfikowany)

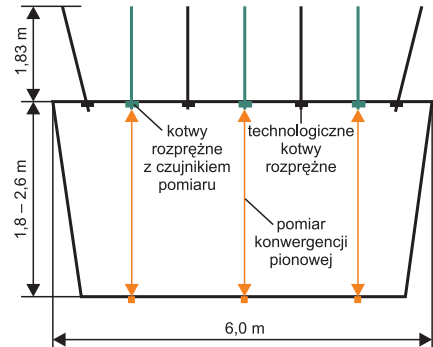
Podobny mechaniczny czujnik obciążenia został opracowany w Akademii Górniczo-Hutniczej (Skrzypkowski, 2020). Składa się on z dwóch podkładek talerzowych

umieszczonych między dwoma podkładkami kotwowymi, a całość skrecona jest śrubami (rys. 4.31a). Czujnik ten ma charakterystykę zbliżoną do liniowej, a odkształcenie (zaciśnięcie) czujnika o 1 mm pokazuje obciążenie równe około 85–90 kN. Domiar w wyrobisku wykonywany jest suwmiarką (rys. 4.31b). Czujnik stosowany jest zatem do kotew rozprężnych, które są rozciągane na całej swojej długości, a których minimalna nośność wynosi 100 kN. Czujniki te zastosowano na kotwach o długości całkowitej 1,8 m w kopalni miedzi Polkowice-Sierszowice w komorach o szerokości 6,0 m i wysokości około 1,8 m, wydrążonych na głębokości około 920 m (rys. 4.31c). W stropie bezpośrednim zalegał jasnoszary dolomit smugowany, a powyżej dolomit szary o wytrzymałościach powyżej 100 MPa. Podczas badań kontrolowano obciążenie kotwy w trzech punktach na szerokości wyrobiska, jednocześnie ze zmianą konwergencji (rys. 4.31c).

a)



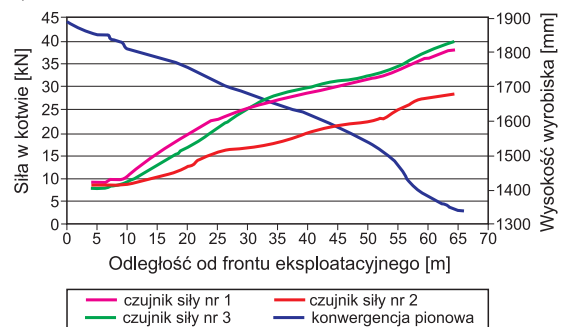
b)



c)



d)



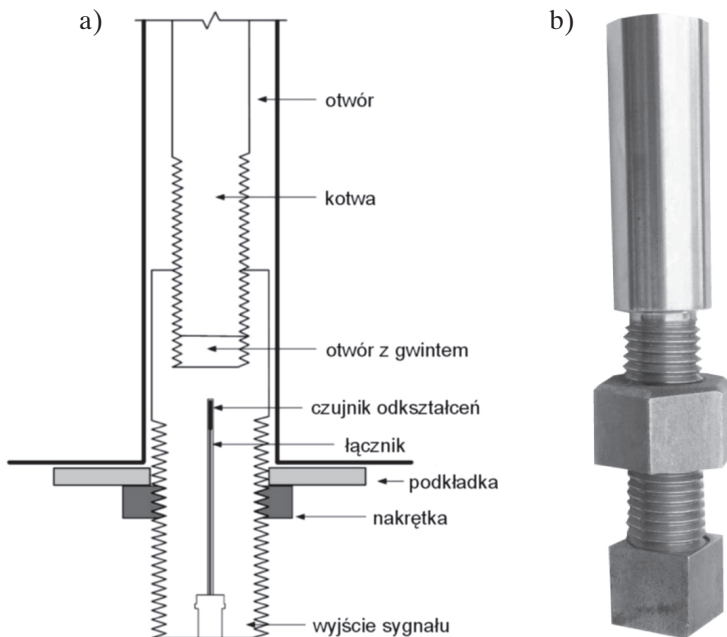
Rys. 4.31. Mechaniczny czujnik obciążenia kotew:

a) widok podkładki; b) rozmieszczenie kotew pomiarowych w wyrobisku; c) domiar deformacji czujnika pod stropem wyrobiska; d) wyniki pomiarów obciążenia kotew oraz konwergencji

(Skrzypkowski, 2020 – zmodyfikowany)

Badania wykazały, że w wyrobisku o kształcie odwróconego trapezu większe obciążenia działają na kotwy przyociosowe niż na kotwę środkową – w analizowanym przypadku były to wartości około 38 kN i 28 kN (rys. 4.31d). Jednocześnie można zauważyć, że w wyrobisku o takim kształcie i przy poziomo zalegających mocnych warstwach skalnych obciążenie stropu jest symetryczne. Ponadto badania wykazują, że pomiary obciążeń zależą od zachodzącej konwergencji, którą w tym przypadku przedstawiono jako wartość średnią ze wszystkich trzech pomiarów. Nie ma jednak gotowych formuł na szacowanie wartości obciążeń kotew na podstawie wyników badań konwergencji, ponieważ zależą one od szeregu czynników, takich jak: wytrzymałość i odkształcalność skał, ich uwarstwienie, gęstość uwarstwienia, wymiary wyrobiska, głębokość zalegania, zmiana parametrów górotworu w czasie itp.

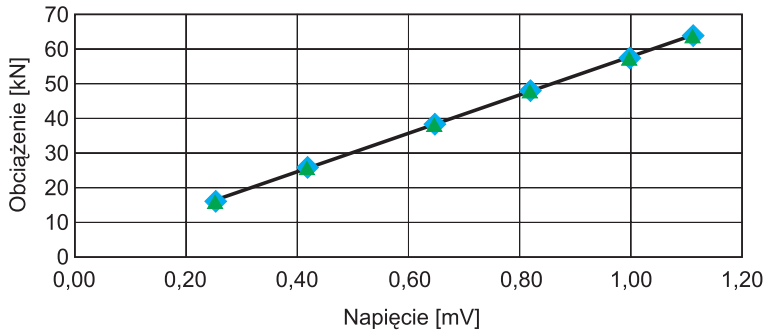
Pomiar automatyczny obciążenia końcówki kotwy można wykonać także, wykorzystując nakręcaną na kotwę tuleję pomiarową (rys. 4.32). Zasada działania polega na wbudowaniu w tuleję czujnika odkształceń, który wraz z obciążeniem kotwy zmienia swoją długość (Mitri, 2011; Hyett et al., 2012). Urządzenie może zostać podłączone do rejestratora lub dane mogą być przesłane bezpośrednio na powierzchnię.



Rys. 4.32. Pomiar obciążenia kotew za pomocą nakręcanej tulei odkształceń: a) schemat kotwy (Mitri, 2011 – zmodyfikowany); b) widok ogólny (Hyett et al., 2012)

Konstrukcja pozwala na rejestrowanie obciążenia w zakresie do około 100–120 kN (kotew rozprężnych lub stalowych o małej nośności). Zależność między obciążeniem

do około 50% zakresu pracy tulei a napięciem na wyjściu zastosowanego do pomiaru mostka Wheatstone'a pokazano na rysunku 4.33.



Rys. 4.33. Test kalibracyjny tulei do pomiaru obciążeń kotew (Mitri, 2011 – zmodyfikowany)

Ciągły pomiar obciążenia kotew może być wykonywany także za pomocą hydraulicznego krążka dynamometrycznego z manometrem (rys. 4.34). Zaletą urządzenia jest to, że nie wymaga ono miernika, ponieważ odczyt obciążenia odbywa się bezpośrednio na manometrze w nim zainstalowanym. Siła na końcu kotwy może być więc kontrolowana na bieżąco przez załogę pracującą w wyrobisku podziemnym. Gabaryty i parametry pracy dynamometru mogą być dostosowane do średnicy kotwy.

a)

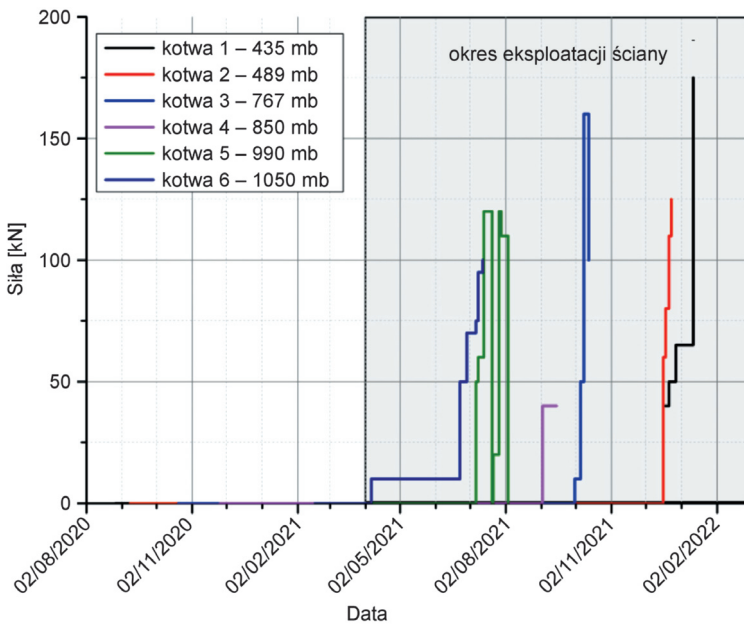


b)



Rys. 4.34. Hydrauliczny dynamometr do pomiaru siły w kotwie z manualnym odczytem:
a) wersja z manometrem prostopadłym do stropu;
b) wersja z manometrem równoległym do stropu

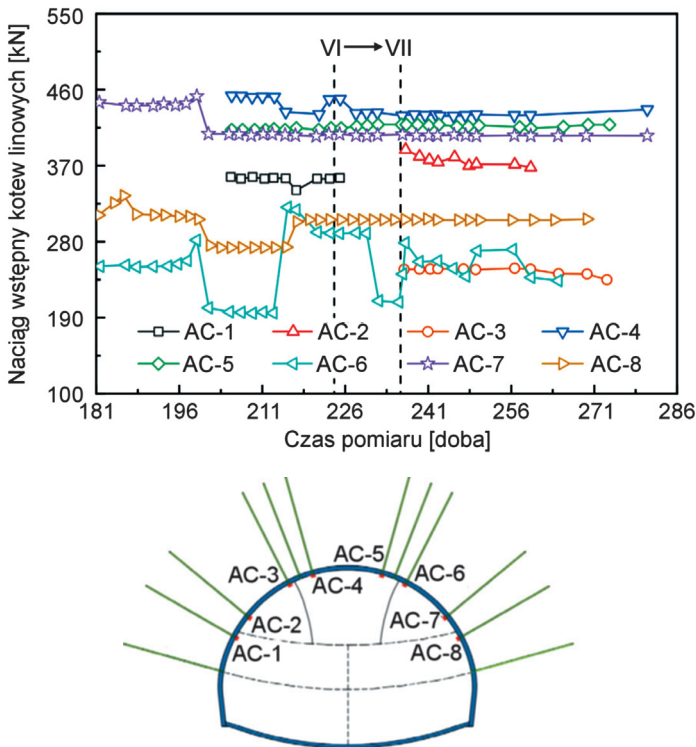
Tego typu urządzenia (rys. 4.34b) zastosowano między innymi w chodniku 9b w KWK Knurów-Szczygłowie, gdzie prowadzono pomiary obciążenia kotew od chwili ich zabudowy aż do momentu przejścia frontu ściany. Obudowę zasadniczą stanowiły odrzwia stalowe, a kotwy strunowe oraz prętowe zastosowano w celu wzmocnienia górotworu i zwiększenia nośności całkowitej obudowy. Głębokość zalegania wyrobiska wynosiła około 900 m. W stropie zalegały naprzemianległe warstwy łupków piaszczystych, piaskowców oraz łupków ilastych o wytrzymałości na ściskanie w granicach 30–40 MPa i RQD średnim poniżej 25%. Kotwy zainstalowano w wyrobisku po upływie 1–3 miesięcy od jego wydrążenia. Miało to odzwierciedlenie w wynikach pomiarów, ponieważ stwierdzono, że przez większość okresu pomiarowego końcówki kotew strunowych poddanych obserwacji nie wykazywały obciążenia (rys. 4.35). Zmiany obciążenia kotew zaczęły się ujawniać wraz ze zmianą warunków geomechanicznych, tj. po rozpoczęciu eksploatacji i w miarę zbliżania się frontu ściany do poszczególnych czujników. Wyniki wskazują także, że zbliżanie się frontu ściany powodowało bardzo gwałtowny wzrost obciążeń, zwykle przekraczających 100 kN. Maksymalne obciążenia na końcu kotew strunowych wynosiły około 175 kN, co stanowiło nieco ponad 50% maksymalnej nośności kotwy typu IR-6/BR, czyli 320 kN.



Rys. 4.35. Obciążenie końcówki kotew strunowych w wyrobisku przyścianowym – chodnik 9b, KWK Knurów-Szczygłowie

Pomiary obciążeń na końcu kotew prowadzi się także w celu kontroli zmian zastosowanego naciągu wstępnego. Kotwy linowe stanowiły uzupełniającą obudowę tunelu

kolejowego Wumengshan no 2 w Guangzhou w Chinach (Zhou et al., 2024). Ma on szerokość aż 24 m, dlatego zasadniczą obudowę stanowią w stropie mikropale o długości 8 m i średnicy 75 mm, 53 kotwy stalowe wklejane o długości 5 m, stalowe odrzwia z dwuteownika stawiane co 0,6 m oraz podwójna warstwa betonu natryskowego o grubości 40 cm i 90 cm wzmocniona siatką stalową. Przy tak masywnej konstrukcji obudowy zastosowano dodatkowo 20-metrowe kotwy linowe z naciągiem wstępnym wynoszącym 500 kN. Tak wysoka wartość była możliwa dzięki zastosowaniu w jednym otworze czterech lin o średnicy 15,4 mm, których całkowita nośność wyniosła 1348 kN, zatem naciąg wstępny stanowił około 37% wartości maksymalnej. Na rysunku 4.36 przedstawiono wykres wartości sił zmierzonych w ośmiu z dwunastu kotew. Można zauważyć, że po półrocznej obserwacji siły naciągu w kotwach się zmniejszyły, a wartość relaksacji zależała od położenia na obwodzie wyrobiska. W końcowym okresie pomiarów, po 280 dobach od instalacji, wartość naciągu kotew wyraźnie się zmniejszyła i wynosiła od około 190 kN do 430 kN. Oznacza to, że kotwy zostały odciążone, a obciążenia skutecznie zaczęły przejmować pozostałe elementy konstrukcji, ponieważ obserwacje nie wykazały uszkodzeń lub przemieszczeń konstrukcji tunelu.



Rys. 4.36. Zmiany naciągu wstępnego mierzone na końcu kotew (Zhou et al., 2024 – zmodyfikowany)

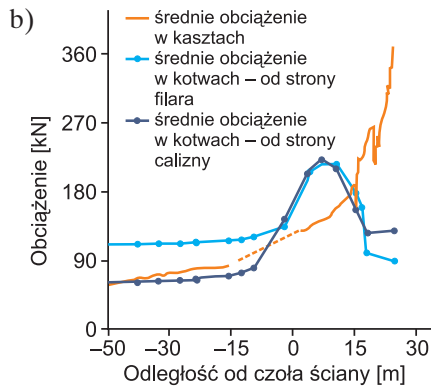
Dynamometry z drgającą struną, które mają kształt cylindrów (rys. 4.37) i są zakładane na końcówkę kotwy pomiędzy stalowymi podkładkami, są najczęściej stosowanymi przyrządami do kontroli obciążeń kotew. Oferują je na przykład firmy ACE Instrument (b.d.-b), Encardio Rite (b.d.) czy GEOKON (2022). Urządzenia te pozwalają na automatyczną rejestrację obciążenia końcówki kotwy oraz zapewniają możliwość podłączenia do sieci telemetrycznej i transmisji danych na powierzchnię terenu. Wówczas uzyskuje się ciągły pomiar obciążenia z zadanym interwałem czasowym rejestracji, który wynosi od jednej minuty do kilku godzin.



Rys. 4.37. Cylindryczne czujniki obciążeń z drgającą struną – VW Load Cells (ACE Instrument, b.d.-b)

Monitoring za pomocą zdalnych urządzeń przesyłowych, takich jak czujniki z drgającą struną, jest szczególnie przydatny przy kontroli pracy kotew w trudnych warunkach górniczych, na przykład za frontem ściany (Esterhuizen et al., 2018) lub pod posadzonym zrekonsolidowanym stropem chodnika podczas eksploatacji na warstwy (Williams et al., 2001).

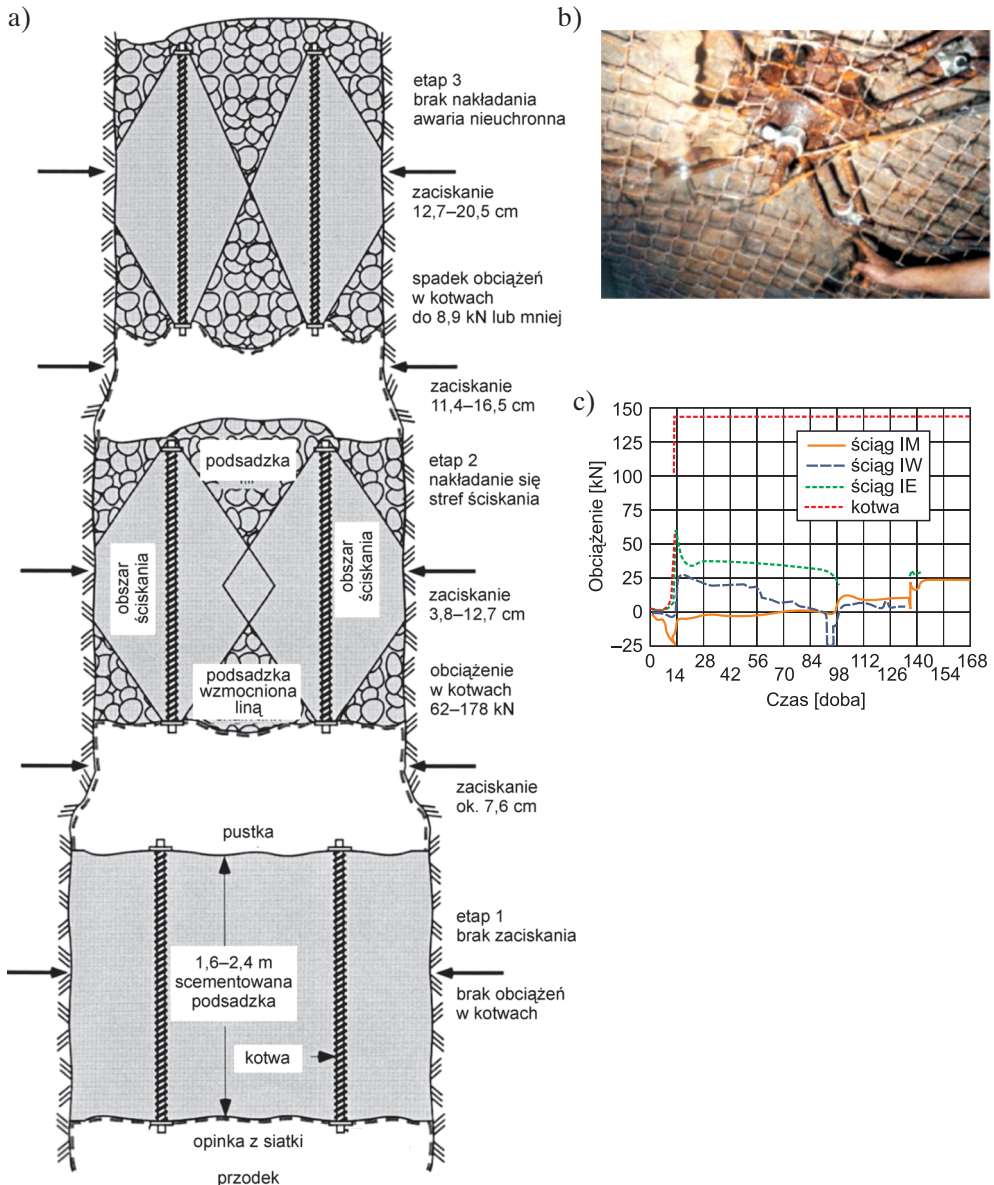
Poniżej omówiono przykład wyrobiska w kopalni węgla w Zachodniej Wirginii, zalegającego na małej głębokości około 150–200 m (Esterhuizen et al., 2018). W stropie występowały łupki ilaste i piaszczyste o wytrzymałości na ściskanie powyżej 80 MPa. Wyrobisko korytarzowe wykonano w samodzielnej obudowie kotwowej, którą stanowiły cztery kotwy stalowe o długości 1,8 m i dwie kotwy linowe o długości 3,0 m oraz dodatkowo dwie kotwy linowe w narożach wyrobiska (rys. 4.38a). Ponieważ wyrobisko utrzymywano za frontem ściany, przeprowadzono pomiary obciążenia kotew linowych, których nośność wynosiła 350 kN. Badania wykazały, że wobec małych naprężeń w górotworze obciążenie kotew linowych było stosunkowo niewielkie – około 75 kN i około 110 kN – przy czym większa siła działała na kotwę od strony calizny (rys. 4.38b). Dopiero na samym skrzyżowaniu z wyrobiskiem ścianowym doszło do wzrostu sił w kotwach do około 220 kN, co stanowiło około 63% nośności roboczej. Jednocześnie zabudowane od strony zrobów dziewięciopunktowe kaszty przejmowały sukcesywnie obciążenie ze strony skał stropowych i 25 m za frontem ściany wartość obciążenia dynamometru na kaszcie wynosiła 370 kN.



Rys. 4.38. Kontrola obciążeń kotew linowych za frontem ściany:
 a) widok wyrobiska; b) wyniki pomiarów (Esterhuizen et al., 2018 – zmodyfikowany)

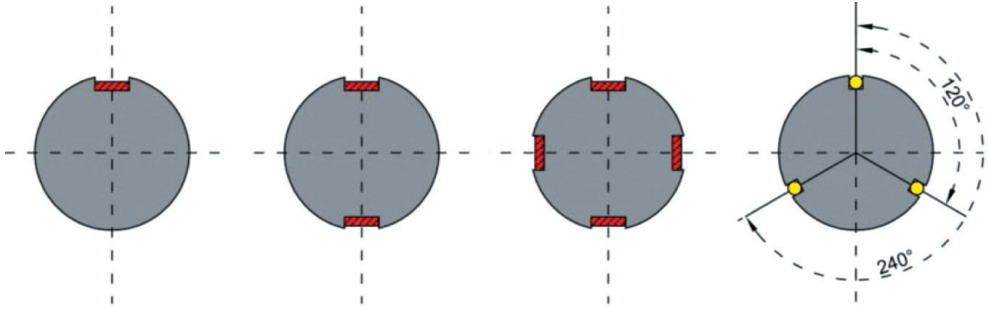
Za pomocą kotwy z drgającą struną monitorowano także wyrobiska w rejonie skrzyżowania dolnego poziomu w kopalni ołowiu i srebra Lucky Friday. Stosowano w niej system podbierkowy do eksploatacji żyły rudnej o długości 1,6 km. Złoże wybierane było warstwami, a zroby podsadzane. Strop i ocios dolnych wyrobisk był kotwiony i opinany siatką stalową. Na głębokościach przekraczających 600 m zaczęło dochodzić do coraz większego zaciskania chodników (rys. 4.39a). Zdecydowano się więc na zdalny monitoring ciśnienia w podsadźce oraz obciążenia kotew. Zainstalowane instrumenty pomiarowe pozwoliły na kontrolę pracy podsadzki oraz kotew podczas eksploatacji kolejnej warstwy. W rejonie skrzyżowania dwóch wyrobisk monitorowano w ten sposób dziewięć kotew stalowych zabudowanych w sztucznym, scementowanym stropie. Stwierdzono, że w sześciu z nich doszło do przekroczenia ustalonej nośności 140 kN, a w dwóch odnotowano nieznaczne przekroczenia granicy plastyczności – odpowiednio 164 kN i 179 kN (Esterhuizen et al., 2001). Zamontowano więc dodatkowo wzdłuż osi krzyżujących się wyrobisk prostopadle do siebie dwa stalowe ściągi (rys. 4.39b), każdy na dwóch kotwach, co pozwoliło na rozłożenie sił pionowych na ściągi i odciążenie

kotew. W tym przypadku najwyższą wartość obciążenia uzyskano na kotwie, na której siła wyniosła około 140 kN. W ściągach siły osiowe wahały się od 2 kN do 32 kN (rys. 4.39c) (Williams et al., 2001).



Rys. 4.39. Monitoring sztucznego stropu podczas eksploatacji rudnej prowadzonej na warstwy: a) schemat zaciskania się kolejnych wybieranych poziomów; b) wzmocnienie stropu zakotwionymi ściągniętami z pomiarem siły; c) wykres sił w ściągnięciach opinki siatki zamocowanej do kotew (Williams et al., 2001 – zmodyfikowany)

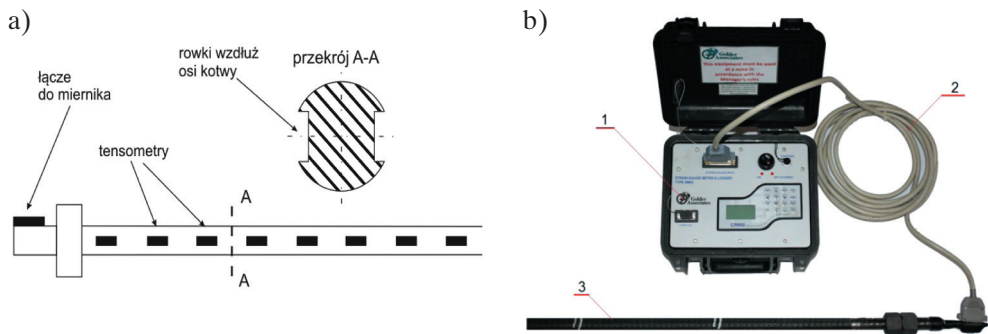
Najszerzy zakres informacji na temat pracy kotew można uzyskać, stosując kotwy pomiarowe, w których na całej długości zainstalowane są sensory w postaci tensometrów, drgających strun lub światłowodów. Przykład rozmieszczenia sensorów na kotwie pomiarowej przedstawiono na rysunku 4.40 (Fuławka et al., 2023).



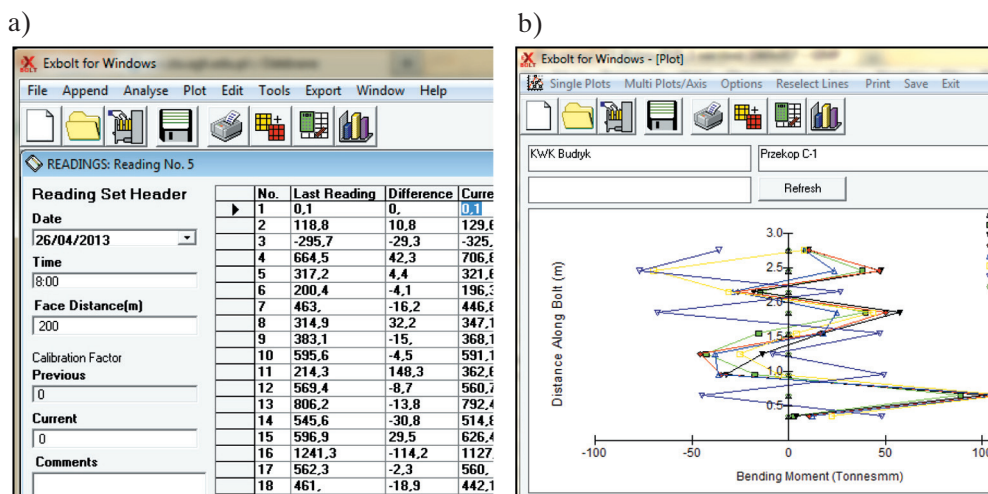
Rys. 4.40. Przykładowe rozmieszczenia sensorów na kotwie pomiarowej, kolor czerwony – czujniki elektryczne, kolor żółty – czujniki optyczne (Fuławka et al., 2023)

Do pomiaru obciążeń stosuje się zwykle standardowe kotwy technologiczne, na których nakleja się tensometry. Nośność kotew wynosi minimum 250 kN, a długość 2,5–3,0 m. W tym celu wzdłuż osi kotwy wykonuje się dwa równoległe rowki, w których wkleja się po obu stronach tensometry o długości 8–12 mm i szerokości 3–6 mm (rys. 4.41a). Tensometry połączone są ze sobą za pomocą przewodów prowadzonych wzdłuż wyciętego w kotwie rowka. Kotwy wyposaża się w cztery – dziewięć par tensometrów (zwykle dziewięć, żeby liczba pomiarów była jak największa) wklejanych w równych odległościach od siebie. Odległości pomiędzy parami tensometrów można jednak dowolnie modyfikować, na przykład instalując ich więcej na początkowym odcinku kotwy i mniej na jej dalszej długości. Wówczas najdokładniejsze informacje uzyskuje się o siłach w warstwach skalnych zalegających blisko konturu wyrobiska. Kotwy wklejane są na całej długości do górotworu przy użyciu ładunków żywicznych lub innego spoiwa, co zapewnia ich kontakt ze skałami i umożliwia dokładny pomiar obciążenia wywołanego przez górotwór. Po zainstalowaniu kotwy wartości z każdego czujnika tensometrycznego odczytuje się za pomocą specjalnego miernika (rys. 4.41b). Możliwe jest także przesyłanie sygnału do sieci teletechnicznej, co pozwala na odbiór danych w dowolnym miejscu w kopalni lub na powierzchni.

Zarejestrowane wartości sygnału elektrycznego (np. w miliwoltach) przeliczane są przy wykorzystaniu programu komputerowego (np. Exbolt – rys. 4.42a) na wartości mikroodkształceń (*microstrains*), sił osiowych i momentów zginających (rys. 4.42b).



Rys. 4.41. Tensometryczna kotwa pomiarowa:
 a) schemat budowy; b) miernik podłączony do kotwy pomiarowej
 (1 – miernik, 2 – przewód łączący kotwę z miernikiem, 3 – kotwa pomiarowa)

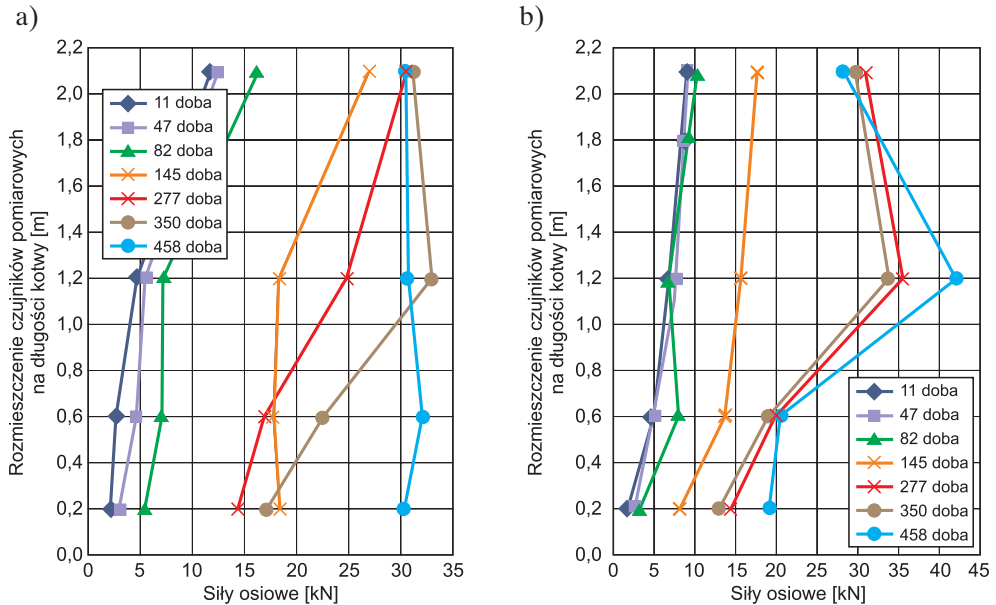


Rys. 4.42. Okna dialogowe programu Exbolt do określania obciążenia kotew tensometrycznych:
 a) dane tabelaryczne; b) wygenerowany wykres momentów gnących

Na rysunkach 4.43 i 4.44 przedstawiono wyniki kontroli pracy obudowy podporowo-kotwowej za pomocą kotew tensometrycznych w pochylni Izn w pokładzie 358/1 w KWK Budryk. Wyrobisko znajdowało się na głębokości około 900 m, a strop stanowiły głównie łupki ilaste i łupki piaszczyste. Obudowa ŁP9/V29/4 wzmocniona była dwoma parami kotew prętowych o długości 2,5 m. Odległości pomiędzy odrzwiami, a tym samym i krok kotwienia na dwóch odcinkach pomiarowych, wynosiły odpowiednio 1,2 m, i 1,5 m.

Pomiar za pomocą kotew oprzyrządowanych prowadzono przez 458 dni, a czujniki tensometryczne zamocowane zostały na czterech poziomach: 0,2 m, 0,6 m, 1,2 m i 2,1 m. Kotwy zainstalowano po kilku dobach od wykonania odcinków badawczych. Z rysunku 4.43 wynika, że dla odcinka z rozstawem odrzwi 1,2 m maksymalne przenoszone

przez kotwy obciążenia wynosiły około 33–43 kN. Ważną zaletą kotew tensometrycznych jest możliwość określenia sił osiowych na różnych odcinkach kotew. Analizowany przypadek pokazuje, że mimo rozmieszczenia kotew bardzo blisko siebie wartości obciążeń w poszczególnych punktach były zwykle różne.

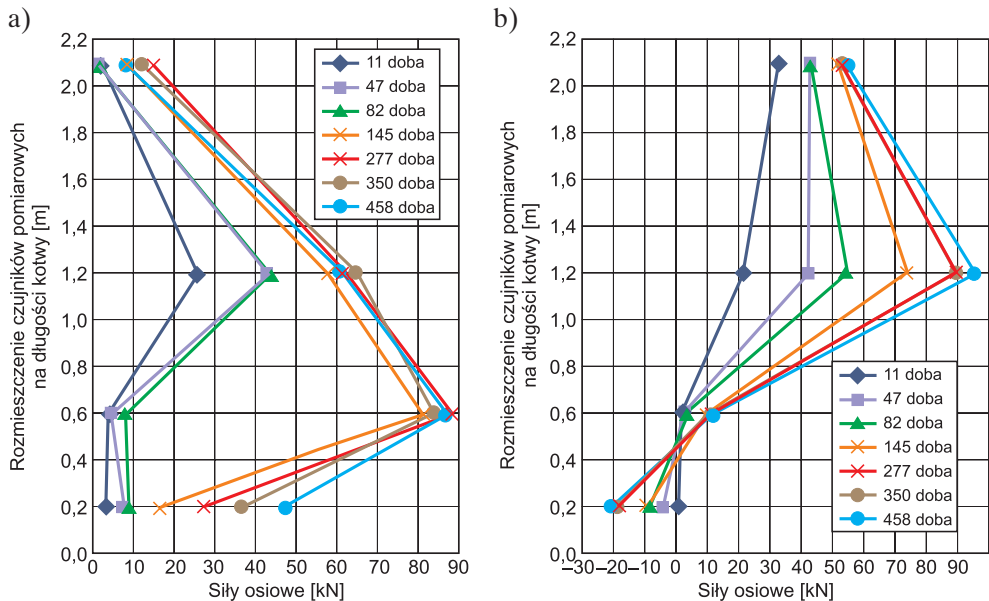


Rys. 4.43. Zmiana sił osiowych w kotwach wzmacniających odrzvia ŁP z rozstawem 1,2 m: a) kotwa 1/1; b) kotwa 1/2 (Niedbalski, 2003 – zmodyfikowany)

Niemal trzykrotnie wyższe wartości maksymalne sił w stosunku do pierwszego odcinka uzyskano w przypadku kotew zainstalowanych na drugim odcinku pomiarowym, gdzie zwiększono rozstaw odrzwi obudowy z 1,2 m do 1,5 m (rys. 4.44). Największe obciążenia wyniosły 88 kN na początkowym odcinku kotwy 2/1 (rys. 4.44a) oraz 95 kN w połowie kotwy 2/2 (rys. 4.44b). W odniesieniu do zastosowanych kotew technologicznych o gwarantowanej nośności 120 kN oznacza to około 80-procentowe wyłączenie. Warto także zwrócić uwagę, że na początkowym odcinku kotwy 2/2 uzyskano siłę ścisającą o wartości -20 kN (rys. 4.44b). Charakter obciążenia nie zmienił się w ciągu całego 15-miesięcznego cyklu obserwacji. Oznacza to, że choć kotwy są głównie przystosowane do przenoszenia sił rozciągających, to lokalnie mogą występować siły ścisające wynikające z różnic sztywności warstw skalnych. Ponieważ w pomiarach rejestruje się zwykle rozwarstwienie skał, a nie ich kompaktę, wyższe wartości bezwzględne uzyskuje się w przypadku sił rozciągających.

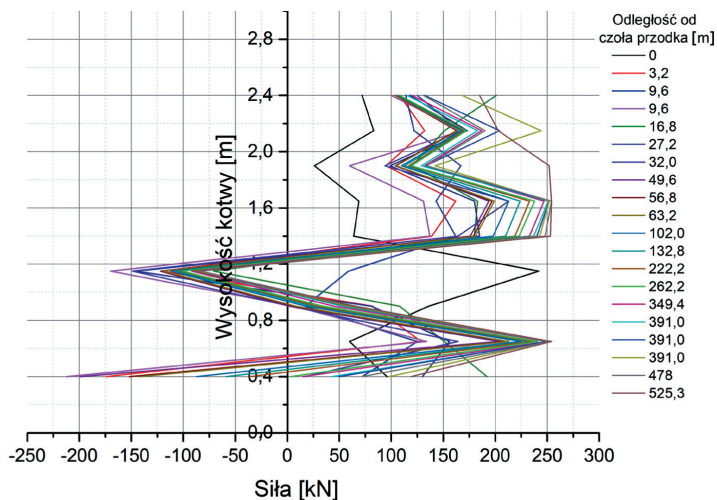
Porównanie wartości sił oddziałujących na kotwy (rys. 4.43 i 4.44) wyraźnie wskazuje, że zwiększenie rozstawu odrzwi, a tym samym kroku kotwienia, powoduje –

w zależności od warunków geomechanicznych – istotny wzrost obciążenia kotew. Jest to konsekwencja większej objętości i ciężaru skał w strefie spękań, który w pierwszej kolejności przejmują kotwy.



Rys. 4.44. Zmiana sił osiowych w kotwach wzmacniających odrzwia ŁP z rozstawem 1,5 m: a) kotwa 2/1; b) kotwa 2/2 (Niedbalski, 2003 – zmodyfikowany)

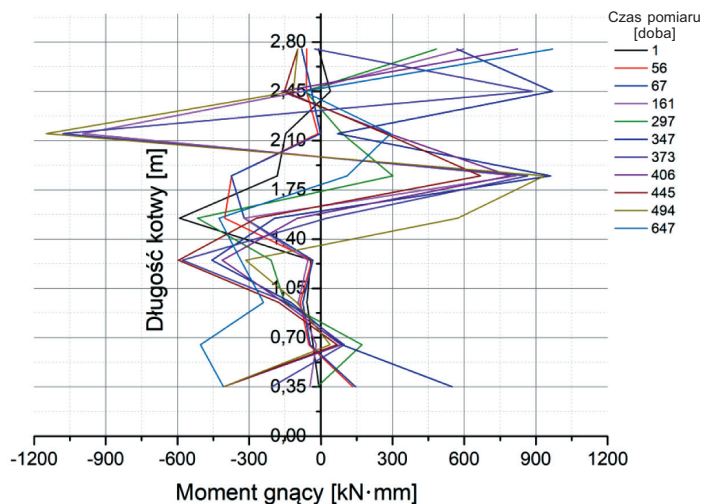
Na rysunku 4.45 przedstawiono wyniki pomiaru sił na długości kotew tensometrycznych. Wyrobisko w kopalni Budryk zabezpieczone było samodzielną obudową kotwową. Głębokość wyrobiska wynosiła około 900 m, a w stropie zalegały głównie łupki ilaste i piaszczyste, podobnie jak w innych omawianych przypadkach. Wyniki wskazują, że wartość obciążeń na poszczególnych poziomach była różna. Kotwy przenosiły więc obciążenia ściskające o wartości maksymalnej około 250 kN i rozciągające o wartości około -200 kN. Dodatkowo można zauważyć, że wraz z oddalaniem się przodka wyrobiska od miejsca, w którym znajdowała się kotwa pomiarowa, następował przyrost obciążeń, przy czym największe zmiany wystąpiły po pierwszych pięciu cyklach pomiarowych, czyli po oddaleniu się przodka na odległość mniejszą niż 30 m. Niemal na każdym poziomie, na którym zamontowano tensometry, uzyskano odmienne wartości. Jednocześnie badania wskazują zależność zmian wartości i charakteru obciążenia kotwy od czasu czy zmiany warunków górniczych. Wzrost siły do wartości zbliżonej do maksymalnej nośności kotew (rys. 4.45) świadczy o potrzebie wzmocnienia obudowy. Przykład ten potwierdza, że na pracę kotew wpływa bardziej jakość skał otaczających niż typ zastosowanej obudowy, tzn. czy jest to obudowa podporowo-kotwowa czy samodzielna obudowa kotwowa.



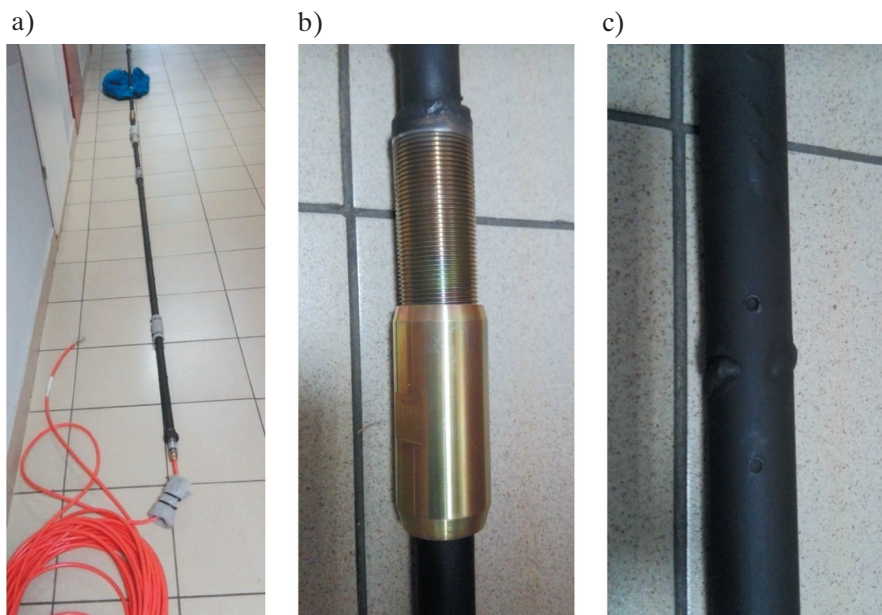
Rys. 4.45. Wykres obciążenia tensometrycznej kotwy pomiarowej w wyrobisku wykonanym w samodzielnej obudowie kotwowej

Kotwy tensometryczne, w których standardowo instaluje się pary tensometrów wzdłuż pręta po obu jego stronach, pozwalają także na pomiar momentów gnących w punktach, w których zamontowano czujniki. Wynika to z faktu, że odczyty na obu tensometrach są prowadzone niezależnie. Wystąpienie na dwóch tensometrach na tym samym poziomie odmiennych wartości odkształceń wskazuje na zginanie kotwy w płaszczyźnie prostopadłej do jej osi. Wyniki badań momentu gnącego w kotwie zamontowanej w chodniku zabezpieczonym obudową podporowo-kotwową w kopalni Budryk w pokładzie 401 wskazują, że kotwa może być zginana w różnych kierunkach. W prezentowanym przypadku wartość momentu gnącego zmieniała się od $-1,2$ kNm do $0,95$ kNm (rys. 4.46). Analiza zginania pręta kotwy wskazuje, że oprócz pionowych rozwarstwień skał stropowych występuje także poziome przesuwanie się warstw skalnych.

Kotwy pomiarowe produkowane są także w wersji z drgającą struną. Przykładem jest kotwa VW Rock Bolt Stressmeter model 1350 VW południowokoreańskiego producenta (ACE Instrument, b.d.-c). Zmiana częstotliwości drgań struny w kotwie wskazuje na zmiany sił osiowych działających na nią. W skład układu wchodzi żerdź kotwowa, głowica z czujnikami oraz kabel sygnałowy (rys. 4.47a). W standardowej wersji kotwa może mieć maksymalnie 12,0 m i składa się z odcinków o długości 1,0 m, które połączone są tulejami (rys. 4.47b). Na każdym odcinku wbudowany jest jeden czujnik naprężeń rejestrujący siłę działającą na kotwę (rys. 4.47c). Czujniki kotwy po zainstalowaniu metodą iniekcijną pracują w zakresie częstotliwości około 1800–2100 Hz. Każde, nawet niewielkie, przemieszczenie skał otaczających jest wykrywane przez czujnik wibracji VW (*vibrating wire*) i generuje częstotliwość rezonansową. Wbudowany w urządzenie rezystancyjny czujnik temperatury o wysokiej precyzji zapewnia kompensację współczynnika termicznej rozszerzalności strun.



Rys. 4.46. Przykładowe wykresy momentu gnącego tensometrycznej kotwy pomiarowej zabudowanej w wyrobisku wykonanym w obudowie podporowo-kotwowej

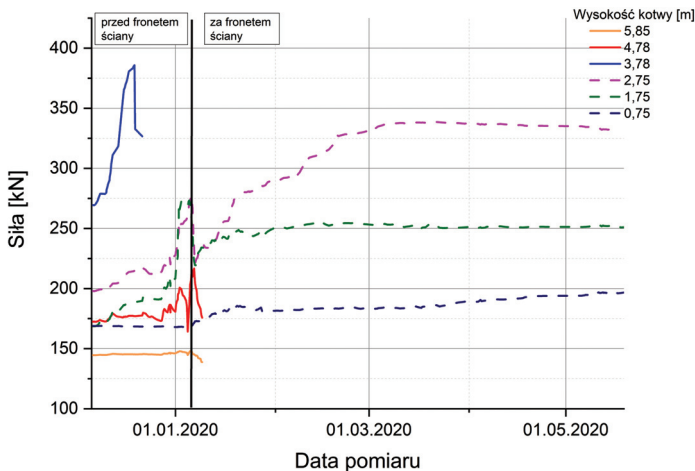


Rys. 4.47. Kotwa pomiarowa z drgającą struną model 1350 VW: a) widok ogólny; b) tuleja łącząca odcinki kotwy; c) około 5-centymetrowy odcinek z wbudowaną drgającą struną

Taka technika pomiaru gwarantuje stabilność i precyzję pomiarów, ponieważ zapobiega niedokładnościom czujnika elektrycznego oraz pogorszeniu parametrów pracy spowodowanemu na przykład zużyciem na skutek wchłaniania wilgoci. Dodatkowo kotwa, wykonana ze stali nierdzewnej, jest odporna na wodę i korozję. Odczyty można

zaprogramować w dowolnie wybranych interwałach czasowych, a wyniki pomiarów uzyskuje się w sposób quasi-ciągły, co pozwala wychwycić wszelkie zmiany, poza obciążeniami dynamicznymi na przykład w postaci wstrząsów.

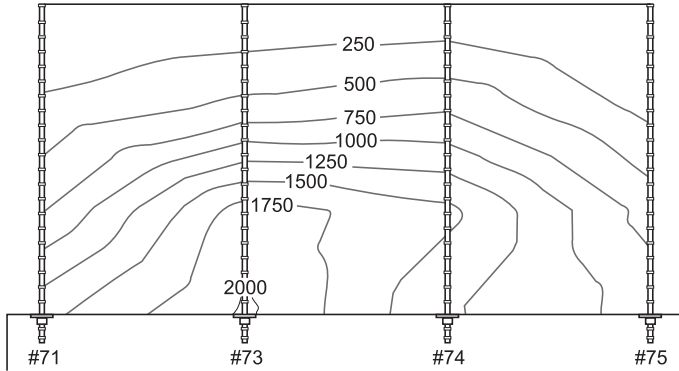
Wyniki pomiarów obciążeń kotwy zabudowanej w wyrobisku przyścianowym PW-1 w pokładzie 358/1 pokazano na rysunku 4.48. Zastosowano tu kotwę 6-metrową z sześcioma czujnikami, które umieszczono kolejno na długościach: 0,75 m, 1,75 m, 2,75 m, 3,75 m, 4,75 m i 5,85 m. Pomiar automatyczny prowadzony co 2 godziny pozwolił na kontrolę zachowania się obudowy kotwowej również za frontem ściany. Obudowę w tym przypadku stanowiły odrzwia ŁP12/V32 z rozstawem 0,80 m, a jako wzmocnienie zastosowano dwa rzędy podciągów przymocowanych kotwami strunowymi o długości 6,0 m, naprzemiennie co drugie pole odrzwi. Głębokość zalegania wyrobiska wynosiła 950 m. W stropie zalegał łupek ilasty z około 1,5–2,5-metrową warstwą piaskowca. Wyniki pomiarów wskazują, że po zamontowaniu kotwy w ciągu około 3 miesięcy nastąpił wzrost obciążenia na poszczególnych odcinkach stropu do maksymalnie 212 kN. Czujniki zainstalowane powyżej głębokości 3,75 m uległy uszkodzeniu jeszcze przed zbliżeniem się frontu ściany do miejsca pomiaru. Po przejściu frontu największe obciążenie kotwy, wynoszące około 160 kN, zarejestrowano na głębokości 2,75 m. Najniższe wartości odnotowano na pierwszym punkcie pomiarowym.



Rys. 4.48. Siły w kotwie pomiarowej z czujnikami z drgającą struną w chodniku PW-1, pokład 358/1

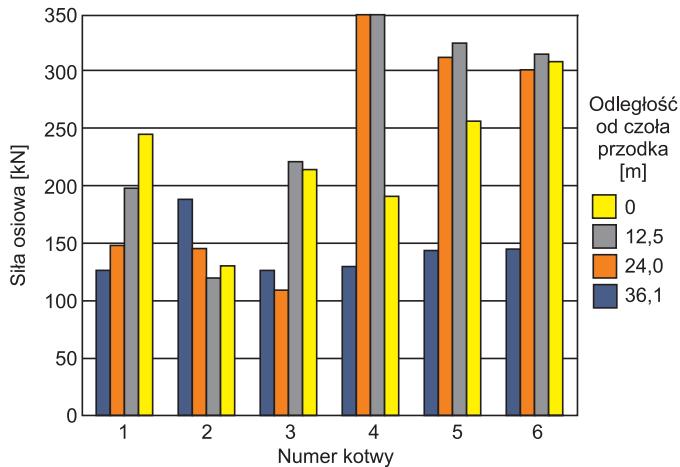
W przypadku stosowania samodzielnej obudowy kotwowej kotwy pomiarowe można także zabudować na całej szerokości wyrobiska w celu określenia pola naprężeń w stropie. Zakres obserwacji można rozszerzyć, obejmując pomiarami również ociosy. Przykładowy wykres obrazujący wyniki pomiaru obciążenia kotew na całej szerokości wyrobiska pokazuje (rys. 4.49), że największych wartości obciążeń spodziewać się należy w środkowej części warstw stropu blisko konturu wyrobiska. W analizowanym

przypadku siły wynosiły w tym miejscu około 131 kN ($153 \mu\epsilon = 10 \text{ kN}$). Kotwy zabudowane przy ociosie wykazały mniejsze wartości obciążeń niż te w centralnej części wyrobiska, co związane jest z wielkością ugięcia belki stropowej. Niemniej wartość obciążenia zawsze zależy od wytrzymałości skał stropowych i ich ewentualnego uwarstwienia.



Rys. 4.49. Rozkład odkształceń ($\mu\epsilon$) w kotwach stropowych. Wartość odkształcenia $153 \mu\epsilon$ odpowiada obciążeniu 10 kN (Hayett et al., 2012 – zmodyfikowany)

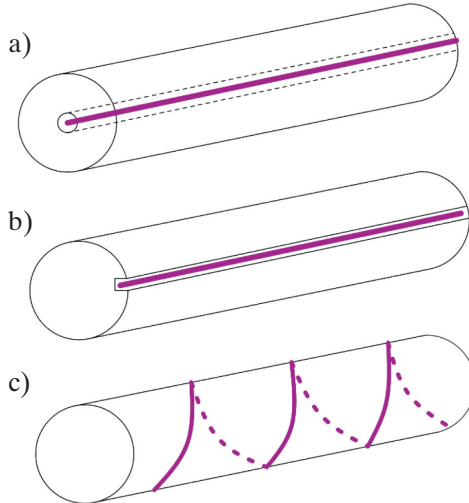
Wartości maksymalne sił w kotwach rozmieszczonych na całej szerokości stropu wyrobiska w samodzielnej obudowie kotwowej przedstawiono na rysunku 4.50. Obserwuje się zmianę wartości tych sił wraz z oddalaniem się przodka od bazy pomiarowej. Z wykresu wynika, że największe wartości sił w kotwach wynosiły 300–350 kN i wystąpiły po prawej stronie wyrobiska. Tak duże wartości wskazują na przekroczenie nośności kotew wynoszącej 250 kN oraz lokalnie również na przekroczenie granicy plastyczności. Po lewej stronie wyrobiska siły w kotwach były niższe i wynosiły maksymalnie 200–250 kN.



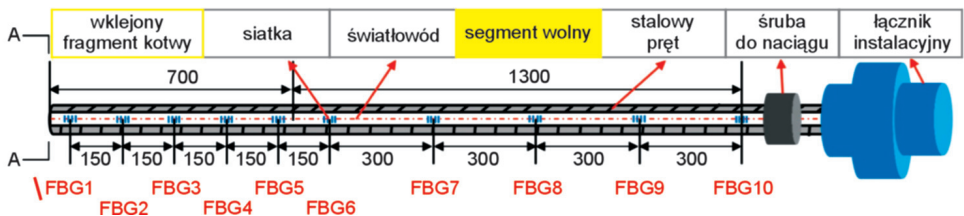
Rys. 4.50. Maksymalne siły w kotwach stropowych z uwzględnieniem oddalania się przodka w chodniku badawczym Bw-1n w pokładzie 402 (Masny et al., 2022 – zmodyfikowany)

Jednym z czynników wpływających na taki rozkład sił miał układ geologiczny warstw (głównie łupki ilaste z przerostami węgla i łupków piaszczystych) oraz kierunek naprężeń pierwotnych względem kierunku drążenia wyrobiska.

W ostatnich latach popularność zdobywają kotwy, w których zastosowano technikę światłowodową (Gong et al., 2019; Wang P. et al., 2020; Wang T. et al., 2020; Budzyński et al., 2024; Fu et al., 2024). Techniki wykonania kotew są tu jednak zróżnicowane. Światłowód może być poprowadzony przez środek kotwy, prostoliniowo wzdłuż krawędzi kotwy lub spiralnie wokół kotwy (rys. 4.51). Z uwagi na nieznaczny wymiar poprzeczny światłowodu liczba czujników oraz odcinków pomiarowych może być dostosowana do potrzeb, co pokazuje rysunek 4.52. W górnej części kotwy czujniki rozmieszczono co 150 mm, a w dolnej – co 300 mm, ponieważ tylko górna część kotwy została wklejona, a dolna nie. W praktyce czujniki można rozmieszczać z dowolną częstotliwością, nawet w odstępach 1 cm. Należy podkreślić, że światłowody wymagają kompensacji temperatury, niemniej ich czułość na zmianę temperatury jest bardzo mała i wynosi $0,0111 \text{ nm}/^{\circ}\text{C}$ (Wang T. et al., 2020).

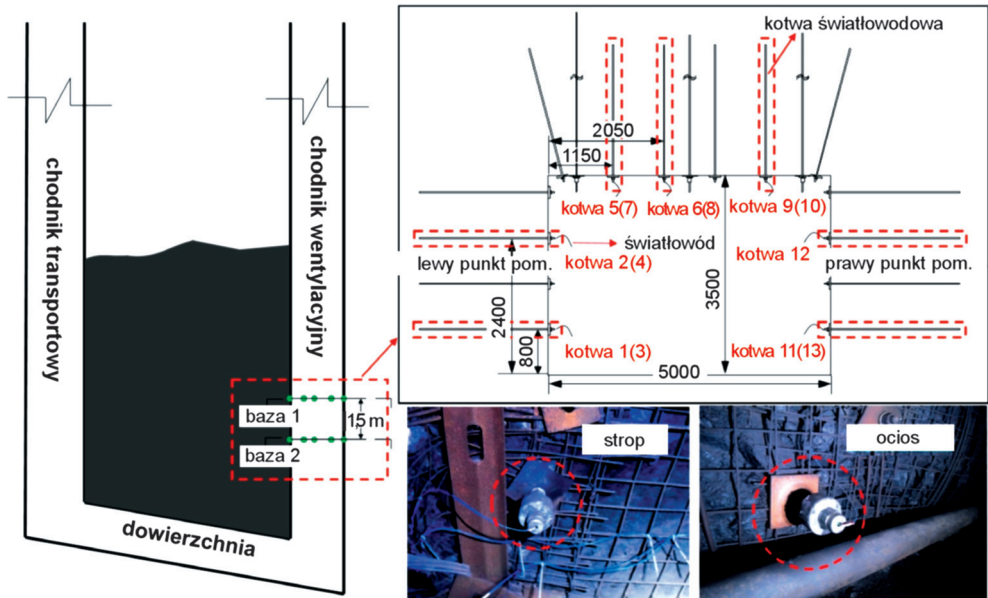


Rys. 4.51. Prowadzenie światłowodu w kotwie: a) przez środek kotwy; b) wzdłuż jej krawędzi; c) spiralnie wokół kotwy



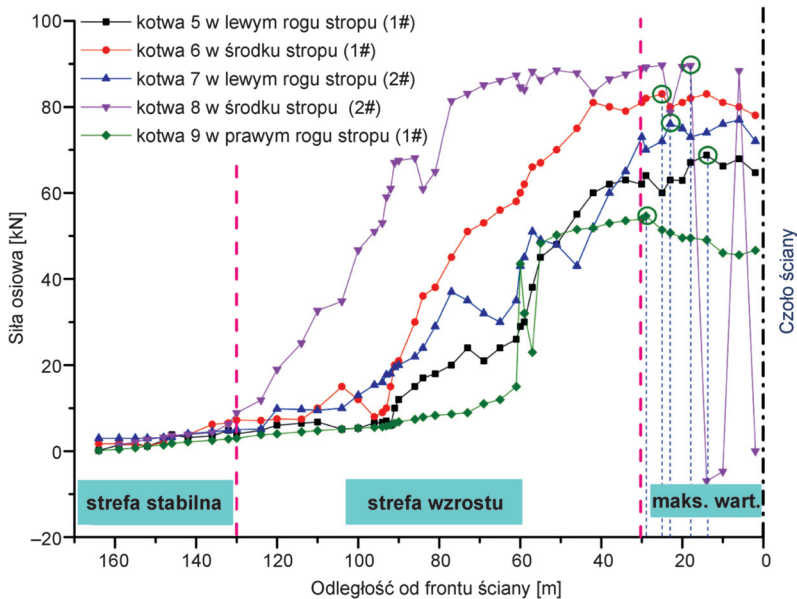
Rys. 4.52. Schemat rozmieszczenia czujników światłowodowych wzdłuż kotwy pomiarowej (Wang P. et al., 2020 – zmodyfikowany)

Przykładowe zastosowanie kotew światłowodowych do pomiaru obciążeń obudowy kotwowej przedstawiono na rysunku 4.53. Zainstalowano je w kopalni węglu Kouzidong w prowincji Anhui w Chinach. Wyrobisko wykonano w węglu na głębokości około 970 m, a w stropie i w spągu zalegał łupek piaszczysty. Pomiary wykonywano w chodniku przyścianowym, wzdłuż którego przesuwiał się front ściany. Badania prowadzono na dwóch bazach pomiarowych w odległości 1,5 m od siebie (1# – baza 1, 2# – baza 2) w całym przekroju wyrobiska, montując trzy kotwy pomiarowe w stropie oraz po dwie kotwy w obu ociosach (rys. 4.53).



Rys. 4.53. Schemat instalacji światłowodowych kotew pomiarowych w kopalni Kouzidong w Chinach (Wang P. et al., 2020 – zmodyfikowany)

Badania wykazały, że w miarę zmniejszania się odległości stanowiska pomiarowego od frontu eksploatacji siły w kotwach stropowych rosły, osiągając przed czołem ściany 50–90 kN, zależnie od położenia kotwy (rys. 4.54). W odniesieniu do danych warunków geologicznych można stwierdzić, że kotwy zabudowane w tym samym miejscu, na przykład w stropie od lewej strony ociosu (kotwy 5 i 7) lub pośrodku stropu (kotwy 6 i 8), wykazują zbliżone wartości i przebieg obciążenia. Maksymalne obciążenie tych kotew jest wówczas różne i wynosi około 65–75 kN w przypadku kotew 5 i 7 oraz około 78–90 kN w przypadku kotew 6 i 8. Badania pozwoliły także określić odległości, w których zaznacza się wpływ ciśnienia eksploatacyjnego oraz w których dochodzi do odprężenia i niszczenia stropu. W analizowanych warunkach wynosiły one odpowiednio około 130 m i 30 m (rys. 4.54).

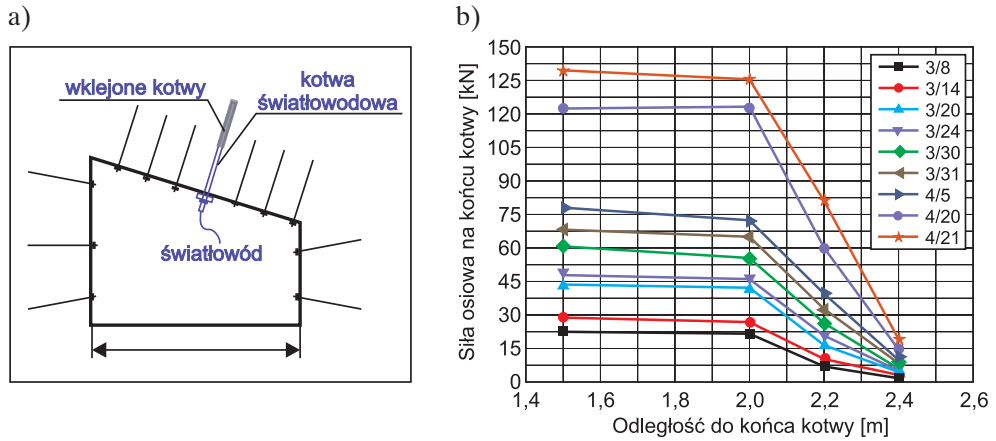


Rys. 4.54. Obciążenie światłowodowych kotew pomiarowych w stropie, 1# – baza 1, 2# – baza 2 (Wang P. et al., 2020 – zmodyfikowany)

Inny cel miały badania przeprowadzone w kopalni węgla Xinzhuangzi w Huainan także w Chinach. W tym przypadku kotwę pomiarową zabudowano pośrodku stropu chodnika przyścianowego, którego nachylenie wynosiło ponad 20° . Celem była ocena obciążenia samodzielnej obudowy kotwowej. Kotwy wklejano na jednym ładunku klejowym o długości 60 cm (Wang P. et al., 2020). Wyrobisko miało kształt trapezu: od strony ściany jego wysokość wynosiła 3,4 m, co było wysokością pokładu węgla, a od strony calizny – około 2,0 m (rys. 4.55a). Wyrobisko wykonano na głębokości około 800 m. W stropie zalegał lupek piaszczysty, a nad nim piaskowiec. Na kotwie o długości 2,5 m trzy czujniki zamontowano na odcinku wklejanym, a jeden na odcinku swobodnym (na długości 1,5 m – rys. 4.55b). Wyniki badań pokazały, że w przez około 50 dni (taki okres analizowano w pracy P. Wanga et al., 2020) następował stały wzrost sił osiowych w kotwach – do około 142 kN (rys. 4.55b) przy czym tendencja wzrostowa utrzymywała się dalej. Ponadto przy zamontowaniu czujników na całej długości wklejenia wyraźnie widoczny był nieliniowy wzrost obciążenia pręta kotwy, który stabilizował się dopiero na części swobodnie rozciąganej. Podobne badania zmiany sił w kotwach wraz z wpływem zbliżającej się eksploatacji prowadził także Fu et al. (2024). Wykazał on, że zawsze pewien fragment kotwy podlega większemu rozciągnięciu niż inne, co wynika z nierównomiernych rozwarstwień skał na długości zabudowanych kotew.

Autorzy wykorzystujący światłowody do pomiaru naprężeń (najczęściej siatki Bragga) podkreślają, że najważniejszymi zaletami światłowodów, które opisano w rozdziale 3, są wysoka czułość na odkształcenia umożliwiającą precyzyjne określenie sił

oraz stałość właściwości w czasie. To ostatnie jest szczególnie istotne, ponieważ w przypadku urządzeń z drgającą struną po kilku latach od instalacji może dochodzić do pełzania drutu i jego rozkalibrowania (Fu et al., 2024).

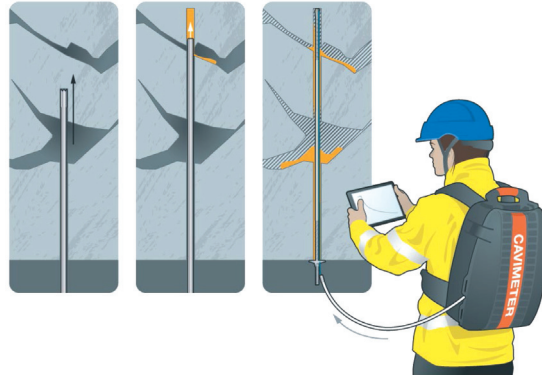


Rys. 4.55. Obciążenie światłowodowych kotew pomiarowych w stropie:

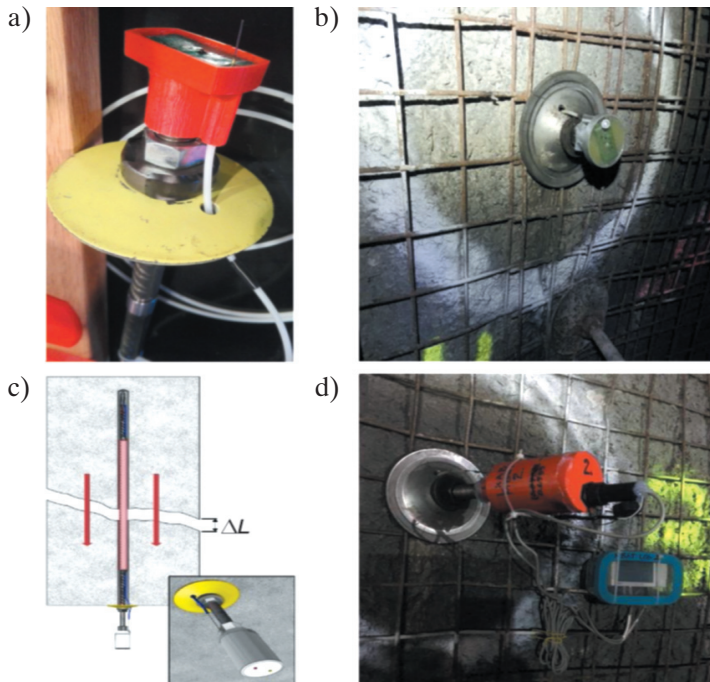
a) schemat zabudowy kotwy; b) wyniki pomiaru obciążenia
(Wang P. et al., 2020 – zmodyfikowany)

Innowacyjnym systemem kontroli obudowy kotwowej, testowanym w kilku krajach na świecie, jest także opracowany w Szwecji Rock Safety System z urządzeniami „Cavi” (Rock Safety Systems, b.d.). System ten stosuje dwa rodzaje technik pomiarowych. Pierwsze to CaviMeter i CaviMini, które służą do kontroli poprawności wklejenia kotwy iniekcyjnej zaraz po jej zabudowie, a później – do określania propagacji szczelin i pęknięć w górotworze. Podczas zabudowy kotwy obok niej montuje się plastikową rurkę, przez którą w trakcie pomiaru włączany jest gaz. Spadek ciśnienia tłoczonego gazu w teście prowadzonym bezpośrednio po wklejeniu kotwy wskazuje na niewklejenie kotwy na całej długości oraz brak kontaktu kotwy z iniektem. Test wykonany w późniejszym czasie pozwala na określenie objętości szczelin wzdłuż otworu kotwowego na podstawie rejestracji objętości włączanego gazu (rys. 4.56). Drugi sposób kontroli stosowany w tym systemie to monitoring stanu samej żerdzi. Wykorzystuje się do tego Bolt Status Light i Bolt Status Online. Pierwszy z wymienionych to czujnik z diodą LED przykręcany do gwintu kotwy, zasilany baterią (rys. 4.57a). Dioda umieszczona jest na końcu przewodu elektrycznego poprowadzonego wzdłuż kotwy, a wyprowadzonego z otworu przez otwór w podkładce. Gdy czujnik zetknie się z podkładką na kotwie, włącza się jednostka elektroniczna czujnika. Wydłużenie i zerwanie kotwy jest sygnalizowane czerwoną diodą LED (rys. 4.57b). Nieco inne rozwiązanie stanowi CaviSense (także czujnik mocowany na gwincie), który nie tylko wskazuje zerwanie kotwy mrugającą czerwoną diodą LED, ale także sygnalizuje drugą diodą LED, mrugającą na żółto, gdy wydłużenie kotwy ΔL przekracza ustaloną wartość progową

(rys. 4.57c). Czujnik ten można podłączyć do czytnika danych (rys. 4.57d), tworząc system tzw. Bolt Status Online. Dzięki komunikacji z siecią wewnętrzną system umożliwia prezentację stanu kotew na centralnym komputerze, monitorując ich wydłużenie i wyświetlając wyniki online (rys. 4.58).



Rys. 4.56. Właczanie gazu do badania ciągłości wklejenia kotwy systemem Cavimeter (Rock Safety Systems, b.d.)



Rys. 4.57. Monitoring stanu pracy kotwy przy użyciu Bolt Status Light: a) głowica systemu CaviLight nakręcona na koniec kotwy; b) kotwa z głowicą CaviLight zabudowana w ociosie wyrobiska; c) rozwiązanie CaviSense; d) kotwa z głowicą CaviSense testowana w kopalni Outokumpu w Finlandii (Gustafsson, 2016 – zmodyfikowany)



Rys. 4.58. Monitoring wydłużenia kotwy przy użyciu systemu Bolt Status Online (Rock Safety Systems, b.d.)

Poprawność wklejenia oraz długości wklejenia kotew można szacować na podstawie badań ultradźwiękowych, wykorzystując do tego odpowiednią aparaturę (Staniek, 2005, 2021). Ocena jakości wklejenia żerdzi kotwowych w górotworze polega na wymuszaniu drgań w żerdzi kotwowej przy użyciu młotka udarowego wyposażonego w przetwornik siły z rejestracją sygnału wymuszenia i sygnału odpowiedzi na to wymuszenie (rys. 4.59a). Czas przejścia fali sprężystej przez kotwę na zadanej długości może wskazać anomalie wynikające z braku kontaktu kotwy z iniektem, a wcześniejsza kalibracja danego typu kotwy pozwala określić, na jakiej długości kotwa nie została wklejona. Każda kotwa ma bowiem ustaloną częstotliwość drgań własnych, inną w powietrzu, a inną w czasie kontaktu z ciałem stałym o danej sztywności. Do przeprowadzenia badań w warunkach dołowych potrzebny jest jednak specjalny miernik (rys. 4.59b), a kotwy stosowane w wyrobisku muszą zostać wcześniej przebadane w celu określenia ich częstotliwości własnej.

a)



b)

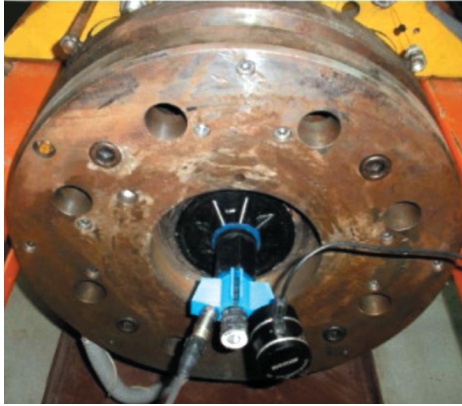


Rys. 4.59. Schemat badania ultradźwiękowego służącego do określania jakości wklejenia kotew:
a) kotwa z przyłożonym czujnikiem i młotek udarowy (Staniek, 2005);
b) przenośne urządzenie odczytowe (Staniek, 2021)

Do pomiaru obciążenia kotwy mocowanej punktowo zaproponowano też tzw. samowzbudny system akustyczny (SAS) (Skrzypkowski et al., 2017, 2019; Lalik et al., 2021). Według badań autorów zmiana prędkości rozchodzenia się fali sprężystej w przecie kotwy

ma wpływ na częstotliwość układu samowzbuđnego. Za pomocą wzbuđnika elektromechanicznego w kotwie wywołuje się drgania mechaniczne, które następnie odbierane są przez akcelerometr znajdujący się na kołnierzu Źerdzi kotwowej (rys. 4.60a).

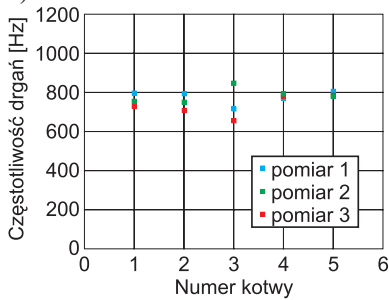
a)



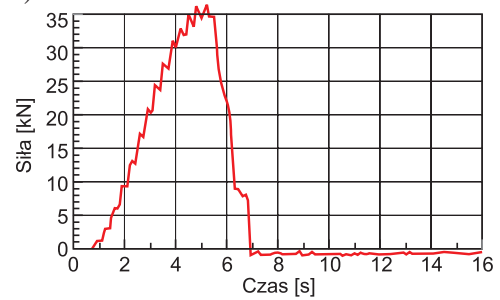
b)



c)



d)



Rys. 4.60. System SAS: a) akcelerometr i wzbuđnik zamontowany na końcu kotwy z włókna szklanego (Skrzypkowski et al., 2017); b) instalacja wzbuđnika i akcelerometru na kotwie w KS Wieliczka w podłużni Vernier (Lalik et al., 2021 – zmodyfikowany); c) pomiary wykonane w KS Wieliczka w podłużni Vernier (Lalik et al., 2021 – zmodyfikowany); d) pomiar wrywania kotwy nr 3 w podłużni Vernier (Lalik et al., 2021 – zmodyfikowany)

W przypadku prawidłowego wklejenia kotwy z danego materiału o danej długości częstotliwość drgań własnych powinna być stała. Przeprowadzone po testach laboratoryjnych badania dołowe w KS Wieliczka na losowo wybranych kotwach z tworzywa sztucznego typu J64-27 (o długości 5,5 m) dowiodły (rys. 4.60b), że taki system może skutecznie identyfikować błędnie zamontowane kotwy. Za taką uznano kotwę nr 3, w przypadku której trzykrotne pomiary wykazywały inną częstotliwość drgań (rys. 4.60c – Lalik et al., 2021). Zdecydowano się zatem na test wrywania kotwy, podczas którego została ona wyrwana przy użyciu siły o wartości zaledwie 36 kN (rys. 4.60d). Oględziny potwierdziły, że kotwa prawdopodobnie uległa uszkodzeniu w trakcie instalacji – na jej końcu widoczne było nacięcie zmieniające przekrój kotwy oraz częstotliwość drgań. W pozostałych przypadkach częstotliwość około 800 Hz wskazywała na nośność

około 100 kN, przewyższającą wartość gwarantowaną przez producenta (80 kN) (Skrzypkowski et al., 2017).

Generalnie wyniki prowadzonych w warunkach dołowych pomiarów obciążeń kotew porównuje się przede wszystkim z wartością nośności danej kotwy określoną przez producenta. Należy jednak zauważyć, że w specyficznych warunkach górniczo-geologicznych, w zależności od wybranej metody instalacji kotew (wkręcanie, wklejanie, iniekcja), bardziej miarodajną wartością referencyjną może być średnia siła nośna kotwy wyznaczona w badaniach kontrolnych podczas jej wrywania. Aby wyniki takich badań mogły pełnić funkcję wartości referencyjnej, należy wykonać co najmniej trzy próby na odcinku wyrobiska o długości maksymalnie 150 m.

W wyrobiskach wykonanych w samodzielnej obudowie kotwowej podstawową metodą oceny nośności oraz poprawności zabudowy żerdzi jest próba wrywania jej z otworu kotwowego (Majcherczyk et al., 1999; Pytel et al., 2018; Yang et al., 2022). Zestaw składa się z siłownika hydraulicznego zasilanego pompą ręczną (rys. 4.61a). Badanie polega na zamontowaniu na końcu losowo wybranej kotwy siłownika z zewnętrznym pierścieniem opartym o skałę (rys 4.61b). Wywołana ciśnieniem hydraulicznym siła statyczna stopniowo naciąga kotwę aż do momentu utraty przyczepności żerdzi lub kleju ze skałą. Moment ten jest sygnalizowany gwałtownym spadkiem wartości siły, który może skutkować dynamicznym wysunięciem się kotwy z otworu. Może także dojść – choć zdarza się to bardzo rzadko – do zerwania kotwy.

a)



b)



Rys. 4.61. Badanie wrywania kotew:

a) zestaw pomiarowy; b) siłownik zamocowany na końcu kotwy pod stropem
(fot. K. Skrzypkowski)

Test wrywania jest przede wszystkim badaniem laboratoryjnym, które umożliwia określenie wpływu wybranych czynników na nośność kotwy (Thenevin et al., 2017), w tym:

- średnicy otworu kotwowego,
- ośrodka, w którym montowana jest kotwa,
- szorstkości ścianek otworu kotwowego,
- geometrii elementów kotwy (średnicy, podkładki, gwintu itp.).

W praktyce inżynierskiej badanie to pozwala zweryfikować założenia projektowe dotyczące nośności kotew oraz określić ich rzeczywistą nośność w napotkanych warunkach geomechanicznych i technicznych. Jak podkreśla Mark et al. (2002), każda kotwa, w szczególności montowana odcinkowo w danym ośrodku skalnym, może przenosić tylko określoną siłę, zwaną siłą zakotwienia, i właśnie takiej wartości należy oczekiwać podczas testu nośności. Rzeczywista nośność kotwy może jednak ulec zmianie wskutek szeregu czynników, takich jak:

- budowa górotworu (np. odmienny od przyjętego w projekcie rodzaj skały lub jej własności);
- intensywne spękania, nierówne ścianki otworu lub brak prostoliniowości otworu wiertniczego;
- błędy instalacyjne (np. wykonanie zbyt długiego otworu w stosunku do długości kotwy, niewłaściwe wymieszanie kleju czy niedokręcenie nakrętki na kotwie).

Przyczyną zmiany nośności mogą być również problemy związane ze spoiwem, np. jego zły dobór, nieprawidłowe wymieszanie czy wypływanie żywicy siecią spękań poza otwór kotwowy. Wytrzymałość stosowanych klejów jest obecnie tak wysoka, że – jeżeli kotwa jest prawidłowo zamontowana, a górotwór wystarczająco mocny – częściej powinno dochodzić do zerwania kotwy niż jej wyrwania z górotworu.

Badanie to jest szczególnie istotne w przypadku stosowania samodzielnej obudowy kotwowej. Choć w polskich przepisach dotyczących kontroli pracy obudowy kotwowej nie ma zapisu dotyczącego metody sprawdzania jej nośności, przyjmuje się, że co najmniej 1% wszystkich zabudowanych kotew należy poddać próbie wrywania. W taki sposób badane były na przykład kotwy w chodnikach równoległych w KWK Marcel, gdzie stosowano samodzielną obudowę kotwową (Majcherczyk et al., 1999). W tym przypadku przebadano aż 314 kotew i stwierdzono, że tylko 29 miało minimalną wymaganą nośność 120 kN, a pozostałe nośność wyższą, najczęściej z przedziału 130–140 kN. Taki sposób projektowania i instalacji kotew jest jak najbardziej prawidłowy.

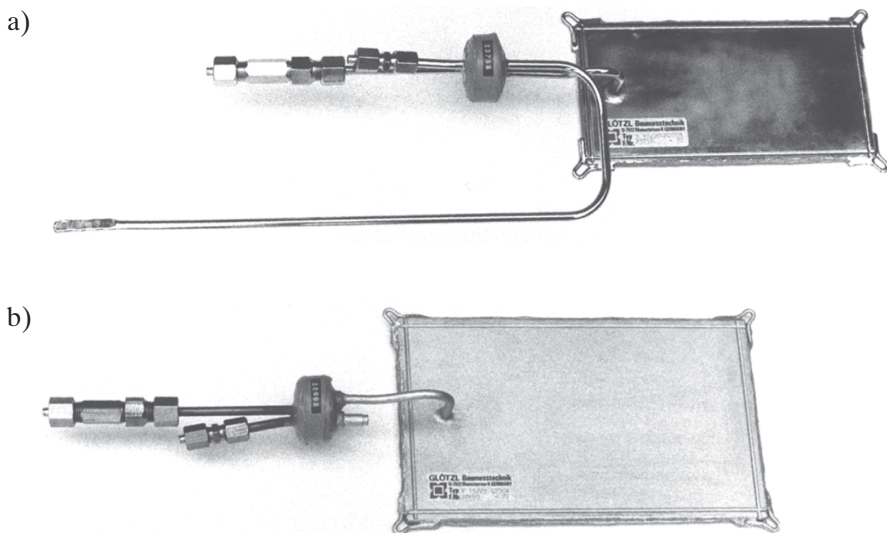
Z kolei badania nośności kotew wklejanych wykonane pod zrobami w kopalni węgla Chaili w prowincji Shandong w Chinach potwierdziły, że kotwy te prawidłowo przejmą obciążenie ze strony spękanego stropu (Yang et al., 2022). W tym przypadku w projekcie minimalną nośność kotew wklejanych określono tylko na 30 kN.

Innym celem próby wrywania jest testowanie nowych konstrukcji kotew w danych warunkach kopalni (Pytel et al., 2018). Dzięki badaniom prowadzonym w ZG Rudna nie tylko przetestowano nośność wielozwojowych kotew spiralnych ciernych o małej średnicy, akumulujących energię dynamiczną, ale także sprawdzono skuteczność wybranych powłok izolacyjnych. Badania przeprowadzone na kotwach z siedmioma różnymi powłokami wykazały, że w zależności od liczby zwojów oraz powłoki nośność kotew może się zmieniać od 20 kN do 125 kN, czyli w bardzo szerokim zakresie.

4.3. Obciążenie obudowy żelbetowej

W przypadku obudowy żelbetowej lub żelbetowo-kotwowej monitoring jej pracy powinien obejmować ocenę funkcjonowania różnych elementów systemu obudowy (np. betonu i zbrojenia) oraz oddziaływania górotworu na powstałą obudowę monolityczną. Tak złożony monitoring stosuje się przede wszystkim w tunelach komunikacyjnych w trakcie drążenia oraz nieco rzadziej – podczas użytkowania.

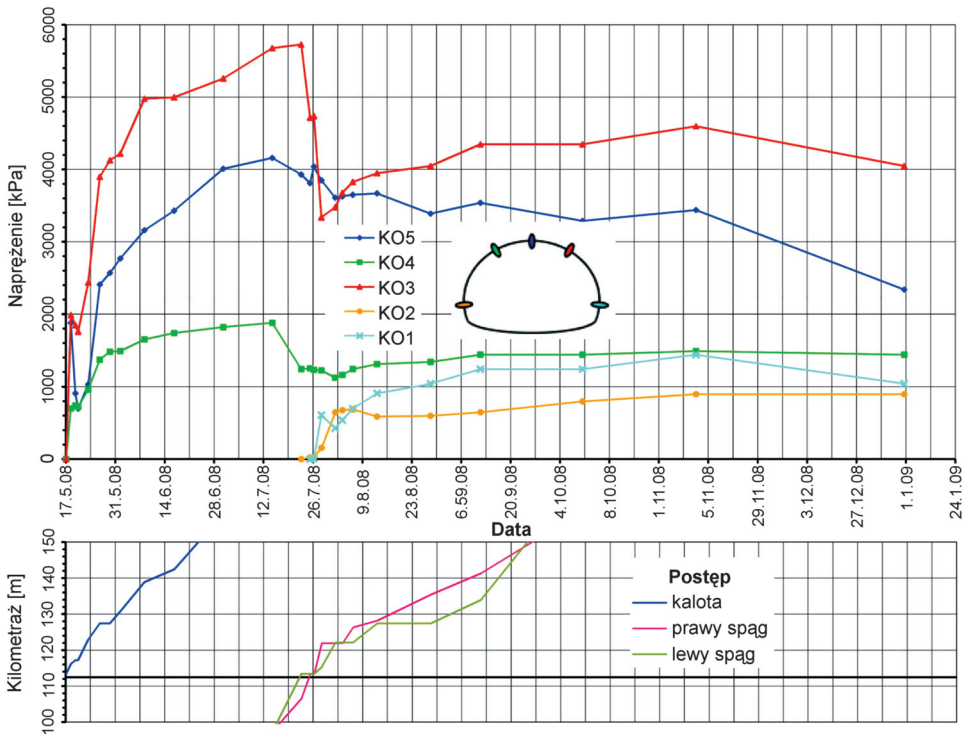
Pierwszy pozamijski tunel drogowy wykonywany w latach 2008–2009 metodą górniczą w Polsce znajduje się na drodze S-69 w Lalikach. W ramach monitorowania obudowy wstępnej prowadzono pomiar naprężeń w betonie za pomocą czujnika ciśnienia Glötzl B 10/20 KM 200 (rys. 4.62a) oraz pomiar ciśnienia pomiędzy obudową betonową a górotworem przy wykorzystaniu czujnika ciśnienia Glötzl F 15/25 KF 20 (rys. 4.62b). Tunel wykonany był we fliszu karpackim, a więc górotworze o zmiennym stopniu zwietrzenia, wykształconym w postaci naprzemianległych warstw głównie łupków i rzadziej piaskowców (Niedbalski, 2010; Niedbalski i Majcherczyk, 2010). Głębokość tunelu pod powierzchnią terenu wynosiła maksymalnie 35 m. Z uwagi na dużą zmienność własności górotworu, w tym nachylenia warstw skalnych w zakresie 50–85°, celem monitoringu była ocena doboru nośności zastosowanej obudowy wstępnej.



Rys. 4.62. Czujniki ciśnienia używane do kontroli obudowy tunelu w Lalikach na drodze S-69: a) w betonie; b) pomiędzy górotworem a obudową (Glötzl, 2025)

Wyniki pomiaru ciśnień osiowych w betonie obudowy tunelu, którego grubość wynosiła 30 cm, wskazują (rys. 4.63), że po zamontowaniu czujników w przodku tunelu w ciągu kilku początkowych dni wartość wzrosła w zależności od czujnika od 1,5 MPa

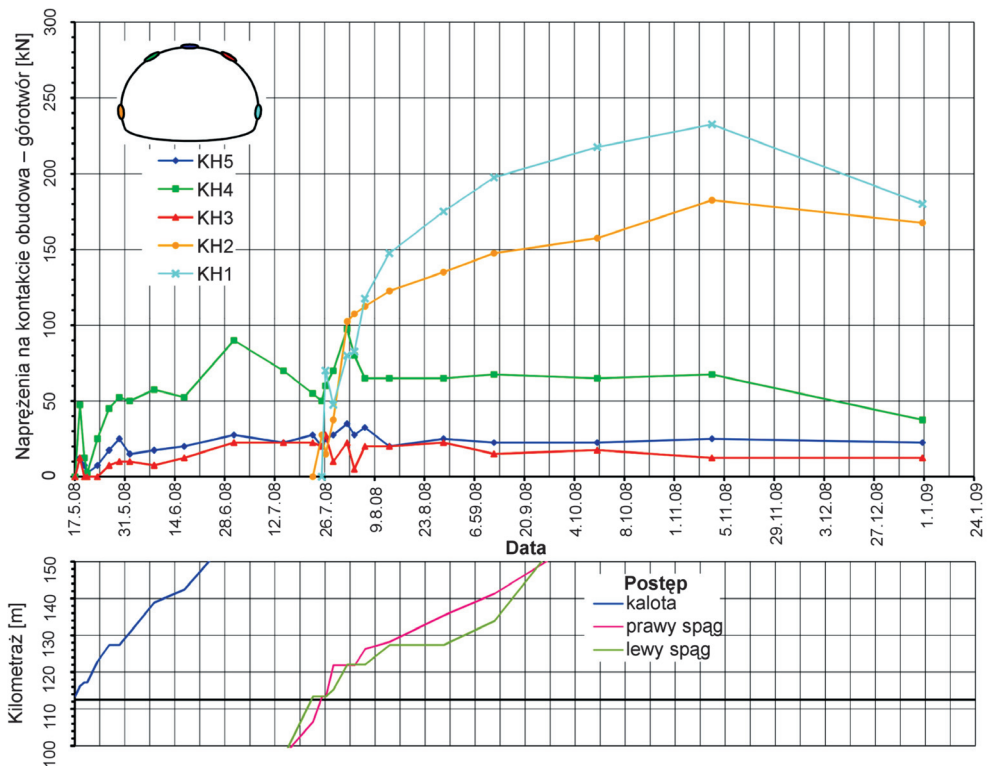
do 4,0 MPa. W kolejnych tygodniach, w których przodek tunelu oddalał się od bazy pomiarowej, nastąpił dalszy wzrost ciśnień do wartości około 5,7 MPa z prawej strony stropu tunelu. Pogłębienie tunelu w spągu doprowadziło początkowo do spadku ciśnień w obudowie, a następnie do ich ponownego nieznaczного wzrostu. W ciągu kilku miesięcy, do końca prowadzonej obserwacji, wartości ciśnienia wahały się – w zależności od lokalizacji czujnika – od około 0,9 MPa (ocios) do 4,6 MPa (strop po prawej stronie). W odniesieniu do wytrzymałości na ściskanie zastosowanego betonu natryskowego obudowy, wynoszącej w tym miejscu 16,7 MPa, stanowiło to około 27% tej wartości. W jednym z czujników występowały nieznaczne zmiany ciśnienia po wydrążeniu całego przekroju tunelu, co wskazywało na okresowe dociążanie i odciążanie muru obudowy. Należy jednak zauważyć, że w tym przypadku zmienność obciążeń w różnych punktach obudowy wynikała przede wszystkim z nachylenia warstw stropowych, wynoszącego w tym rejonie około 80°, co oznacza, że warstwy skalne zalegały prawie pionowo. Warstwy te, okresowo pękając i zsuwając się względem siebie, nieznacznie dociążały obudowę tunelu.



Rys. 4.63. Ciężnienie w betonie na stanowisku pomiarowym nr 6 tunelu w Lalikach

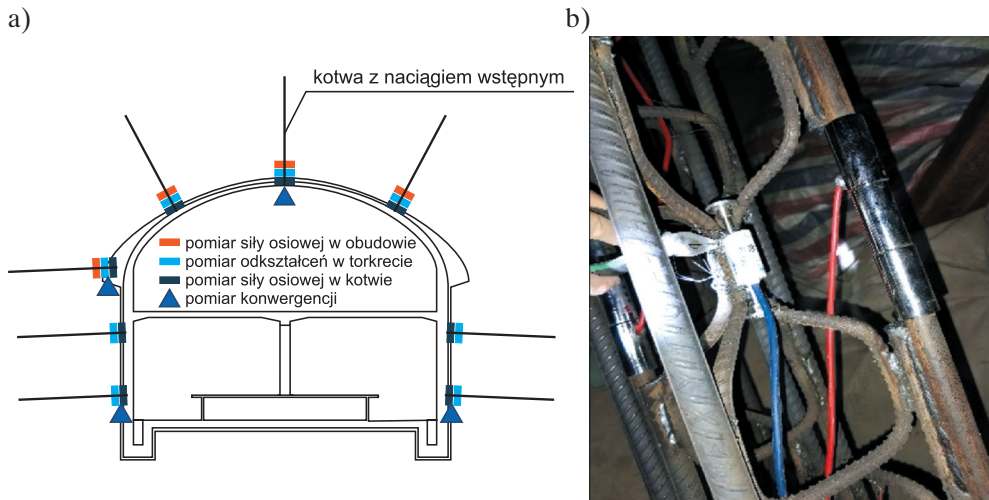
Napężenie kontaktowe pomiędzy górtworem a obudową monolityczną tunelu w tym samym przekroju osiągnęło wartość 230 kPa i wystąpiło już po wydrążeniu całej-

go przekroju wyrobiska (rys. 4.64). W odniesieniu do nośności zbrojonego betonu jest to wartość bardzo mała. Największe naprężenia wystąpiły w ociosach (punkty KH1 i KH2), a znacznie niższe – w stropie (punkty KH3, KH4 i KH5). Wskazuje to, że oddziaływania na styku górotworu i obudowy nie są wprost powiązane z rozkładem naprężeń w samej obudowie. Jediną stwierdzoną zbieżnością pomiędzy wynikami naprężeń w obudowie a naprężeniem na kontakcie obudowa – górotwór był nieznaczny spadek obu tych wartości po wydrążeniu warstwy spągowej tunelu. Ponadto w ciągu miesiąca od wykonania pełnego przekroju tunelu mierzone wartości ciśnień się ustabilizowały, szczególnie w stropie (rys. 4.64). Ogólny przebieg zmian rejestrowanych obciążeń, w tak złożonym ośrodku skalnym jak flisz karpacki, nie jest możliwy do opisanie jako funkcja na przykład czasu lub postępu drążenia. Podobnie jest również w przypadku innych ośrodków skalnych. Dlatego w ocenie pracy obudowy tunelu, który musi zachować stateczność przez co najmniej 50 lat (a obecnie okres użytkowania sięga nawet 120 lat), kluczowe znaczenie mają regularne pomiary deformacji i obciążeń. Stwierdzona stabilizacja obciążeń obudowy wstępnej, w połączeniu z jednoczesną stabilizacją konwergencji, wskazuje na możliwość zastosowania obudowy ostatecznej tunelu.



Rys. 4.64. Ciśnienie kontaktowe pomiędzy obudową betonową a górotworem na stanowisku pomiarowym nr 6 tunelu w Lalikach

Na rysunku 4.65a zaprezentowano przykład schematu monitoringu obudowy na stacji metra (Liu Q. et al., 2022). Obiekt wykonany został w warstwie nieznacznie zwietrzałego granitu na głębokości około 20 m. Szerokość przekroju poprzecznego w obudowie wstępnej wynosiła 20 m, a wysokość – 15,9 m. Obudowę wstępną stanowił beton natryskowy o grubości 0,35 m zbrojony dźwigarami kratowymi oraz kotwy o długości 3–5 m, bez naciągu lub z naciągiem wstępnym. Pomiar w tunelu prowadzony był za pomocą czujników z drgającą struną. Obejmował rejestrację: sił w dźwigarze kratowym stanowiącym element obudowy żelbetowej za pomocą czujnika typu MAS-STG-25 (rys. 4.65b), odkształceń betonu (MAS-EM-30) oraz sił w kotwach. Czujniki z drgającą struną do pomiaru naprężeń w dźwigarze zamontowane zostały od strony górotworu oraz od strony tunelu. Takie rozmieszczenie umożliwia pełną charakterystykę pracy dźwigara podczas zginania, tj. w zakresie ściskania w zbrojeniu zewnętrznym oraz w zakresie rozciągania w zbrojeniu wewnętrznym.



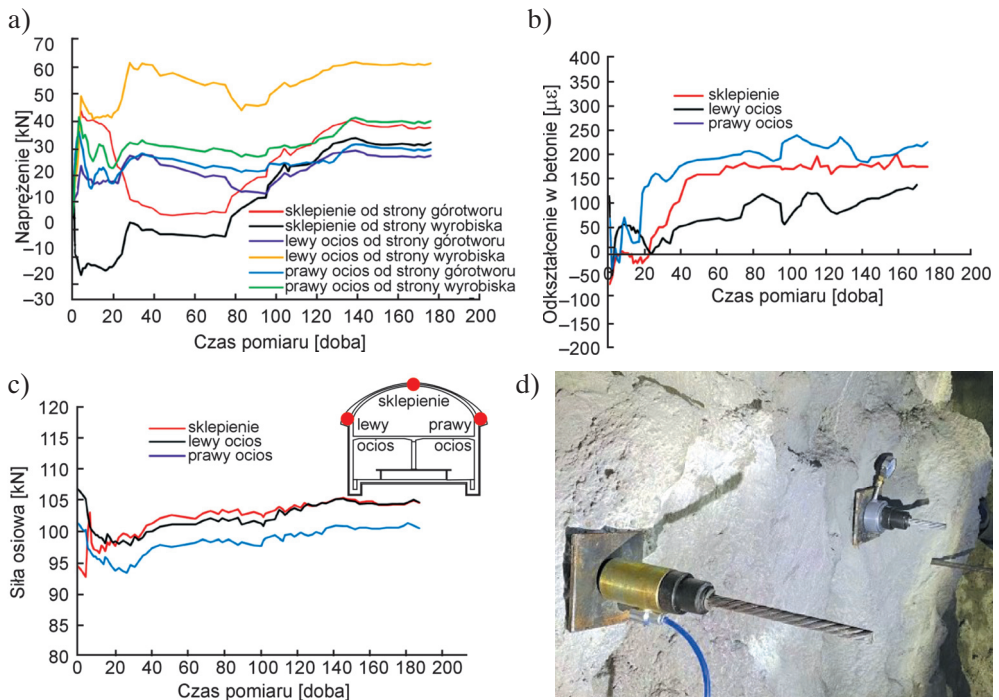
Rys. 4.65. Schemat monitoringu obudowy wstępnej tunelu (Liu Q. et al., 2022 – zmodyfikowany):
 a) kształt przekroju tunelu i schemat rozmieszczenia w nim urządzeń pomiarowych;
 b) zdjęcie czujnika z drgającą struną zamontowanego na kratownicy

Wyniki pomiarów wykazały, że naprężenia w dźwigarze przyjmowały głównie wartości dodatnie, choć w jednym przypadku – na czujniku zamontowanym w stropie od strony wyrobiska – w początkowym okresie odnotowano również wartości ujemne (rys. 4.66a). Świadczy to o zginaniu dźwigara stropowego w kierunku wyrobiska. Wynika to z zaciskania ociosów, w których od samego początku rejestrowano naprężenia ściskające rzędu 30–50 MPa. Maksymalne naprężenia w lewym ociosie osiągnęły około 60 MPa, co stanowi jedynie 15% granicy plastyczności stali zbrojeniowej typu B400 (400 MPa). Odkształcenia w obudowie betonowej początkowo miały wartość ujem-

ną (rozciąganie), by po upływie około 2 miesięcy ustabilizować się, osiągając 50–200 $\mu\epsilon$ (rys. 4.66b). Były to wartości w przybliżeniu dziesięciokrotnie niższe niż dopuszczalne odkształcenia betonu.

Kotwy zabudowane z nacięciem wstępnym 150–200 kN wykazały początkowo wartość rozciągającą około 105 kN, następnie siły osiowe nieco zmalały i po okresie około 4 miesięcy ustabilizowały się, zależnie od czujnika, w granicach 98–103 kN (rys. 4.66c). Do pomiaru w tym przypadku wykorzystywano mierniki tensometryczne lub hydrauliczne (rys. 4.66d).

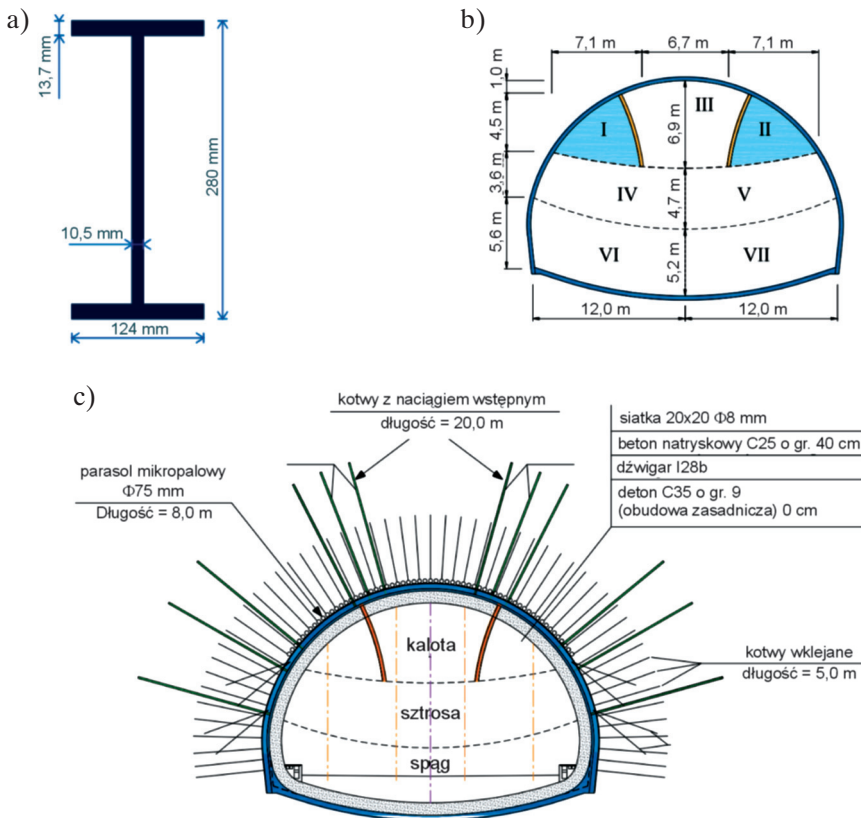
Na podstawie wartości obciążeń obudowy betonowej, dźwigarów kratowych oraz sił w kotwach korygowano następnie parametry obudowy wstępnej, w tym rozstaw dźwigarów, grubość obudowy betonowej oraz rozstaw kotew z nacięciem wstępnym.



Rys. 4.66. Monitoring elementów obudowy wstępnej tunelu: a) wyniki pomiarów naprężeń w różnych punktach dźwigara; b) wyniki pomiarów odkształceń betonu; c) wyniki pomiarów sił w kotwach; d) sposób zamontowania czujników pomiarowych na kotwach (Liu Q. et al., 2022 – zmodyfikowany)

Czujniki naprężeń z drgającą struną zastosowano także na dźwigarach dwuteowych typu I280 (rys. 4.67a) w obudowie wstępnej tunelu na trasie Guiyang–Kunming w Chinach (Zhou et al., 2024). Obiekt ma szerokość 24,0 m i wysokość 16,8 m w świetle obudowy. Z uwagi na duże wymiary tunel wykonywano etapami: na etapie pierwszym

i drugim wykonywano w zbliżonym czasie prawą i lewą stronę kaloty, na etapie trzecim – środkową część kaloty, na etapie czwartym i piątym drażono sztrösę po prawej i lewej stronie tunelu, a na etapie szóstym i siódmym wybierano warstwę spągową odpowiednio po prawej i lewej stronie tunelu (rys. 4.67b). Monitorowany odcinek tunelu znajdował się na głębokości około 50 m i przebiegał w warstwach łupku piaszczystego. Czujniki naprężeń zamontowano po dwóch stronach kształtownika, który następnie pokryto torkretem. Całkowita grubość torkretu obudowy wstępnej wynosiła 40 cm, a obudowy ostatecznej – 90 cm. Ta ostatnia, oprócz wspomnianych dźwigarów, została dodatkowo wzmocniona siatką stalową (rys. 4.67c). Obudowę wyrobiska stanowiły ponadto kotwy stalowe wklejane i kotwy linowe z naciąganiem wstępnym.

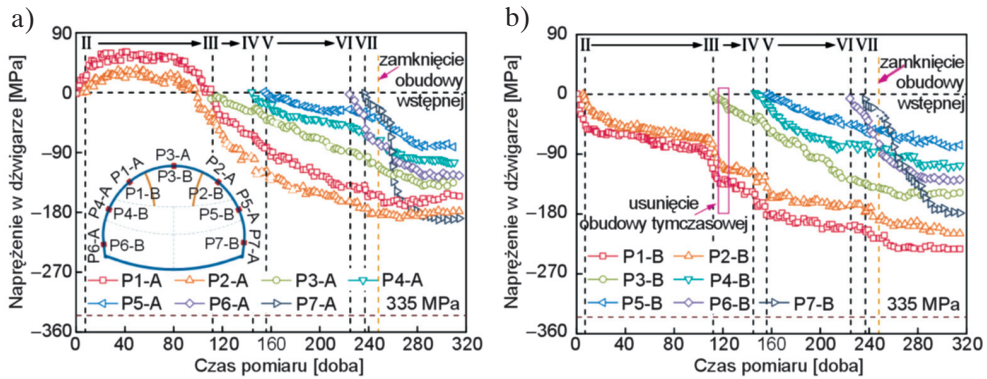


Rys. 4.67. Przykład pomiaru naprężeń w dźwigarze obudowy tunelowej:

a) typ zastosowanego dźwigara; b) fazy drażenia; c) ogólny schemat obudowy tunelu (Zhou et al., 2024 – zmodyfikowany)

Wyniki badań wykazały, że w początkowym okresie, a więc w pierwszej i drugiej fazie drażenia tunelu (prowadzonych jednocześnie), naprężenia w dźwigarze od strony górotworu miały charakter rozciągający (rys. 4.68a). Autorzy badań tłumaczą to możli-

wym działaniem kotew z naciąganiem wstępnym (Zhou et al., 2024). W dalszym okresie badań podczas kolejnych etapów drążenia tunelu naprężenia na dźwigarze od strony górotworu oraz od strony tunelu przyjmowały wartości ściskające. Maksymalne naprężenie, około 230 MPa (rys. 4.68b), wystąpiło na odcinku dźwigara zabudowanego na pierwszym etapie drążenia. Badania pozwoliły stwierdzić, że po wydrążeniu całego przekroju tunelu naprężenia w różnych punktach dźwigara na obwodzie się stabilizowały, a wartość maksymalna była niższa od granicy plastyczności dobranej stali (335 MPa), z której wykonano kratownicę.

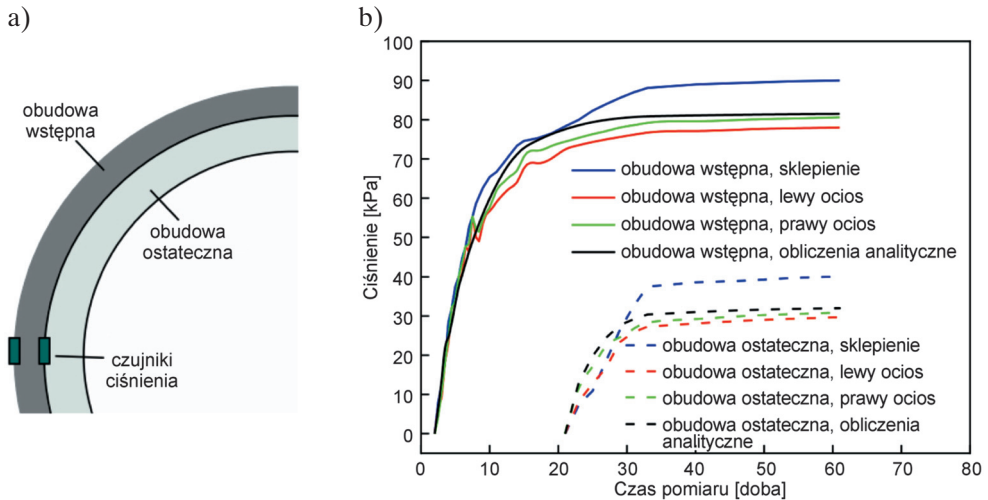


Rys. 4.68. Naprężenia w dźwigarze obudowy wstępnej:
a) od strony górotworu; b) od strony tunelu
(Zhou et al., 2024 – zmodyfikowany)

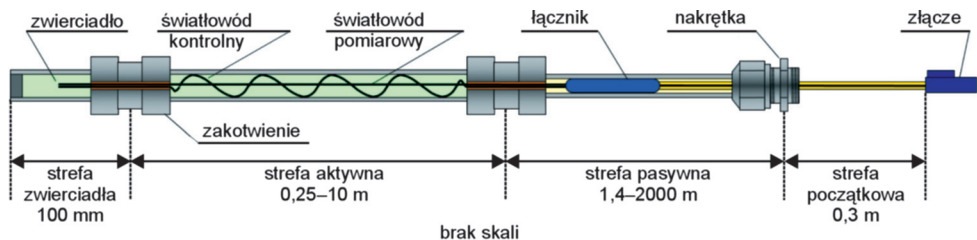
Inne badania prowadzone w tunelach wykonywanych metodą górniczą (na warstwy) potwierdzają, że dopiero po uzyskaniu pełnego przekroju tunelu oraz przy jednoczesnym zamknięciu obudowy w spągu wartość obciążeń się stabilizuje. Wykonanie obudowy ostatecznej obniża znacznie wartości obciążeń działających na obudowę, co wykazał Zhou et al. (2021), mierząc obciążenie działające na obudowę tunelu Yuliao na linii kolejowej Ningbo–Taizhou–Wenzhou w Chinach. Pomiary prowadzono za pomocą czujników tensometrycznych zainstalowanych pomiędzy górotworem a obudową wstępną oraz pomiędzy obudową wstępną a ostateczną (rys. 4.68a). Tunel znajdował się na głębokości około 200 m, a warstwa betonu obudowy wstępnej wynosiła 24 cm. Wyniki pomiarów pokazują, że wykonanie pełnego przekroju obudowy po około 30 dniach doprowadziło do ustabilizowania się ciśnienia ze strony górotworu oraz ciśnienia pomiędzy warstwami obudowy (rys. 4.69b). Sama obudowa wstępna przenosiła ciśnienia 76–81 kPa, a założenie obudowy ostatecznej spowodowało spadek naprężeń do 28–31 kPa.

Do monitorowania naprężeń w monolitycznej obudowie tunelowej, na podstawie wykonanych pomiarów odkształceń, stosowane są także systemy światłowodowe (*fiber optical sensor*), na przykład system SOFO (*structural observation by optical fibers*).

Według danych producenta system pomiarowy może mieć długość do 2000 m, przy czym długość pojedynczego odcinka pomiarowy wynosi 0,25–10,0 m (rys. 4.70).



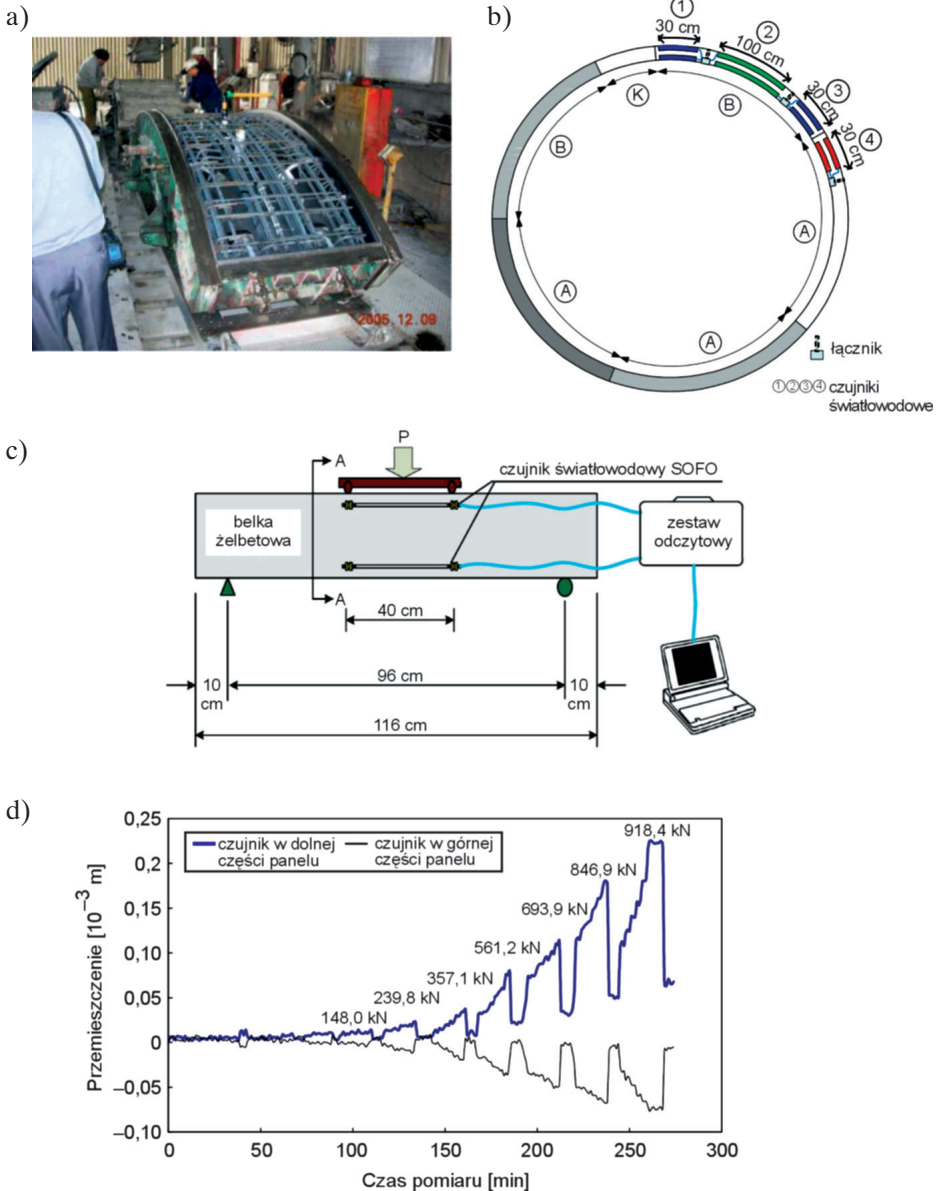
Rys. 4.69. Pomiar obciążenia obudowy wstępnej i ostatecznej tunelu w Yuliao:
a) rozmieszczenie czujników; b) wyniki pomiarów
(Zhou et al., 2021 – zmodyfikowany)



Rys. 4.70. Światłowodowy system do monitoringu odkształceń – SOFO Deformation Sensor (Smartec, b.d. – zmodyfikowany)

Czujniki światłowodowe SOFO umieszczane podczas produkcji paneli betonowych na stalowym zbrojeniu zalanym potem betonem testowali Cheng i Ni (2009), symulując zachowanie się obudowy tunelu pod obciążeniem (rys. 4.71a). Czujniki montowano do górnego i dolnego zbrojenia kratownicy. Zabudowę paneli żelbetowych na obwodzie tunelu przedstawiono na rysunku 4.71b. Na rysunku 4.71d pokazano wyniki badań ugięcia prawie 1-metrowej długości panelu zginanego za pomocą siły przyłożonej jak na rysunku 4.70c. Czujniki SOFO w sposób ciągły monitorowały odkształcenie, które wzrastało wraz ze wzrostem siły i momentu siły wywołanego obciążeniem od około 150 N do 900 N (rys. 4.71d). Panel o grubości 15 cm, obciążony siłą 918 kN, uległ odkształceniu wynoszącemu zaledwie 0,23 mm. Jednocześnie widać, że w panelu

żelbetowym, po osiągnięciu określonej wartości siły i odpowiadającego jej ugięcia, powstają mikrospeknięcia, które prowadzą do częściowego odprężenia materiału. Proces ten zachodzi w sposób cykliczny.



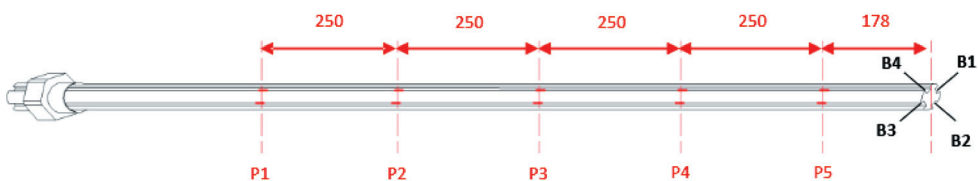
Rys. 4.71. Instalacja czujników SOFO w panelach betonowych obudowy tunelowej: a) montaż czujników w fabryce; b) rozmieszczenie czujników w panelach obudowy; c) sposób obciążenia panelu w badaniach laboratoryjnych; d) wyniki pomiaru odkształceń w panelu 2 podczas wzrastającego obciążenia (Cheng i Ni, 2009 – zmodyfikowany)

W przypadku stosowania światłowodów do monitorowania zachowania się obudowy betonowej lub żelbetowej pod obciążeniem należy pamiętać, że podstawowym parametrem mierzonym za pomocą światłowodu jest zmiana częstotliwości fali akustycznej – czujniki Brillouina BOTDR (Fajkus et al., 2017) lub mikroodkształcenia czujnika – czujniki z siatką Bragga (Li et al., 2024) bądź SOFO (Cheng i Ni, 2009). Dopiero pomiar częstotliwości lub mikroodkształceń pozwala określić obciążenie elementów konstrukcyjnych po uwzględnieniu wpływu temperatury na zdolność elementu światłowodu do odkształceń oraz po wyznaczeniu zależności pomiędzy odkształceniem/częstotliwością a siłą/naprężeniem.

4.4. Prototypowe metody określania obciążenia obudowy

W literaturze dotyczącej monitoringu wyrobisk górniczych i tunelowych można znaleźć kilka innowacyjnych przykładów rozwiązań do pomiaru obciążeń obudowy podporowej i kotwowej. Większość z nich pozostaje jednak w fazie prototypów testowanych laboratoryjnie lub stosowanych testowo w warunkach kopalnianych. W przypadku obudowy kotwowej można znaleźć przykłady nieniszczących metod pomiarowych, takich jak ultradźwięki, światłowody, czujniki piezoelektryczne, techniki elektromagnetyczne, metoda impact echo czy emisja akustyczna (Lama i Momayez, 2023).

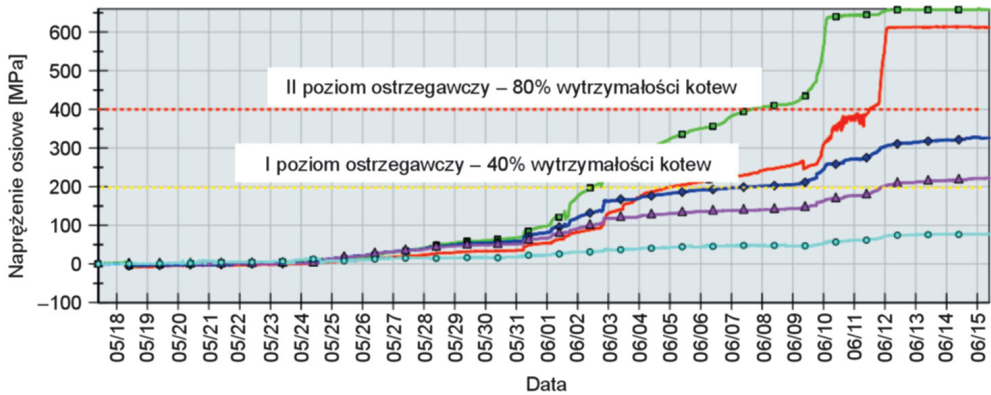
Przykładem systemu pomiarowego służącego do pomiaru obciążenia obudowy kotwowej jest kotwa wyposażona w tensometry. System przeznaczony jest do ciągłego monitorowania ryzyka związanego z zawałami stropu w kopalniach rud miedzi (Fuławka et al., 2023). Jego konstrukcja składa się z kotew o długości 1,8 m, w których wykonano cztery rowki wzdłuż osi i umieszczono pięć tensometrów pomiarowych (rys. 4.72).



Rys. 4.72. Kotwa pomiarowa tensometryczna (Fuławka et al., 2023)

Tensometry zostały podłączone do mostków Wheatstone’a, co pozwala na precyzyjny pomiar odkształceń, a tym samym sił i naprężeń. System wyposażony jest w rejestrator, który przekształca sygnały analogowe z tensometrów na dane cyfrowe zapisywane

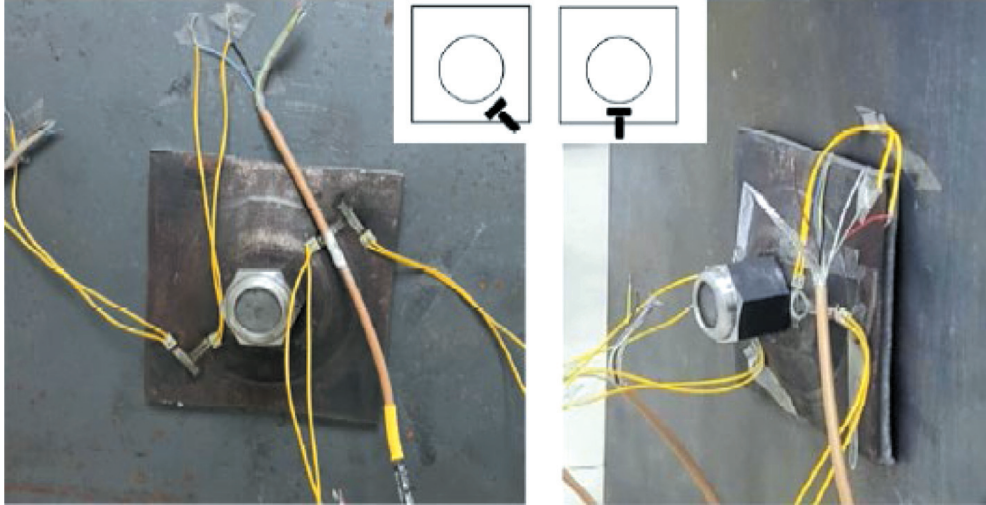
na karcie pamięci. System został przetestowany w kopalniach miedzi w Polsce, gdzie zainstalowano go w rejonach frontów eksploatacyjnych. Wyniki pomiarów wskazały na lokalne zagrożenia zawalaniem, co pozwoliło na podjęcie działań prewencyjnych, po oszacowaniu wartości progowych obciążeń uznanych za ostrzegawcze i krytyczne (rys. 4.73). W analizowanym przypadku wartości progowe ustalono na 200 MPa i 400 MPa. Zadano je na kotwach iniekcyjnych montowanych w stropie dolomitowym o wytrzymałości na ściskanie równej 129 MPa, na głębokości 750 m (Fuławka et al., 2023).



Rys. 4.73. Naprężenia w kotwach pomiarowych zainstalowanych w kopalni miedzi (Fuławka et al., 2023 – zmodyfikowany)

Kolejnym przykładem innowacyjnego rozwiązania do monitoringu jest system pomiarowy oparty na metodzie inwersji obciążenia osiowego kotwy, bazującej na odkształceniach powierzchniowych płyty oporowej (Lei et al., 2024). System został zaprojektowany w celu precyzyjnego monitorowania stanu obciążenia obudowy kotwowej w wyrobiskach podziemnych. Jego działanie opiera się na zależności między odkształczeniami powierzchni podkładki a obciążeniem osiowym kotwy. W tym celu opracowano model inwersji obciążenia, który uwzględnia takie parametry, jak moduł sprężystości kotwy, średnicę, długość i współczynnik tarcia z górotworem. Model uwzględnia także odkształcenia elastyczne i plastyczne, umożliwiając bardziej dokładne odwzorowanie warunków rzeczywistych. W celu weryfikacji modelu inwersji obciążenia przeprowadzono eksperymenty laboratoryjne, w których użyto podkładki (Q235) i dynamicznego systemu akwizycji danych (DHDAS). Czujniki odkształceń zostały umieszczone na powierzchni płyt w różnych konfiguracjach (ortogonalne cztery rogi i cztery krawędzie), co pozwoliło na precyzyjne pomiary rozkładu naprężeń (rys. 4.74). System został przetestowany w rzeczywistych warunkach kopalnianych, monitorując obciążenia osiowe w kotwach stalowych wklejanych oraz linowych, które zabezpieczały strop i ociosy wyrobiska. Dane

z pomiarów wykazały wysoką zgodność wyników modelu teoretycznego i pomiarów polowych, a błędy inwersji obciążenia wynosiły w przypadku lewego ociosu, stropu i prawego ociosu, odpowiednio, tylko 4,0 kN, 3,2 kN oraz 5,5 kN, przy oddziaływaniu sił od 37,0 kN do 105,0 kN (Lei et al., 2024).

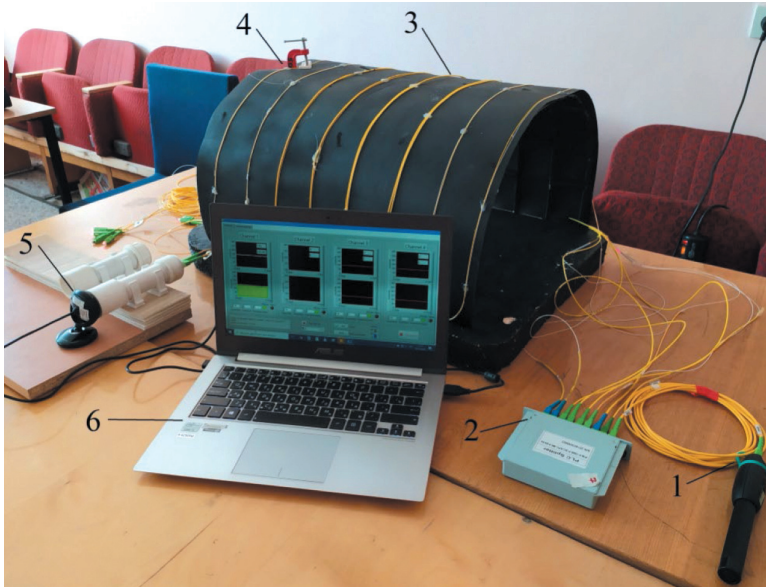


Rys. 4.74. Rozmieszczenie tensometrów wklejonych na podkładkę kotwy (Lei et al., 2024)

Nietypowy światłowodowy system pomiarowy zastosowano do monitorowania zmian obciążenia na elementach obudowy podporowej w kopalniach podziemnych (Yugay et al., 2022). System ten został zaprojektowany jako quasi-rozproszony i służy do wczesnego wykrywania zagrożeń związanych z przemieszczeniem się skał oraz zmianą obciążenia wywieranego na obudowę podporową. Czujniki światłowodowe są zainstalowane na obwodzie wyrobiska i mierzą zmiany obciążenia przez detekcję mikrougięć (*microbending*) w światłowodzie. Mikrougięcia w światłowodzie, które są skutkiem obciążenia, powodują zmiany intensywności i fazy fali świetlnej. Na tej podstawie za pomocą matrycy CMOS, która analizuje obraz plamki świetlnej, zachodzące zmiany przetwarzane są na dane liczbowe. W warunkach laboratoryjnych przeprowadzono testy systemu na modelu, w którym zamocowano światłowód na obwodzie wyrobiska (rys. 4.75). Obciążenie symulowano za pomocą zacisku powodującego mikrougięcie światłowodu. Interpretacja pomiarów jest jednak dość skomplikowana, a ponadto niezbędna jest kompensacja temperatury.

Innym przykładem proponowanej nietypowej metodyki pomiarowej jest system zaprojektowany przez Instytut Techniki Górniczej KOMAG. System został opracowa-

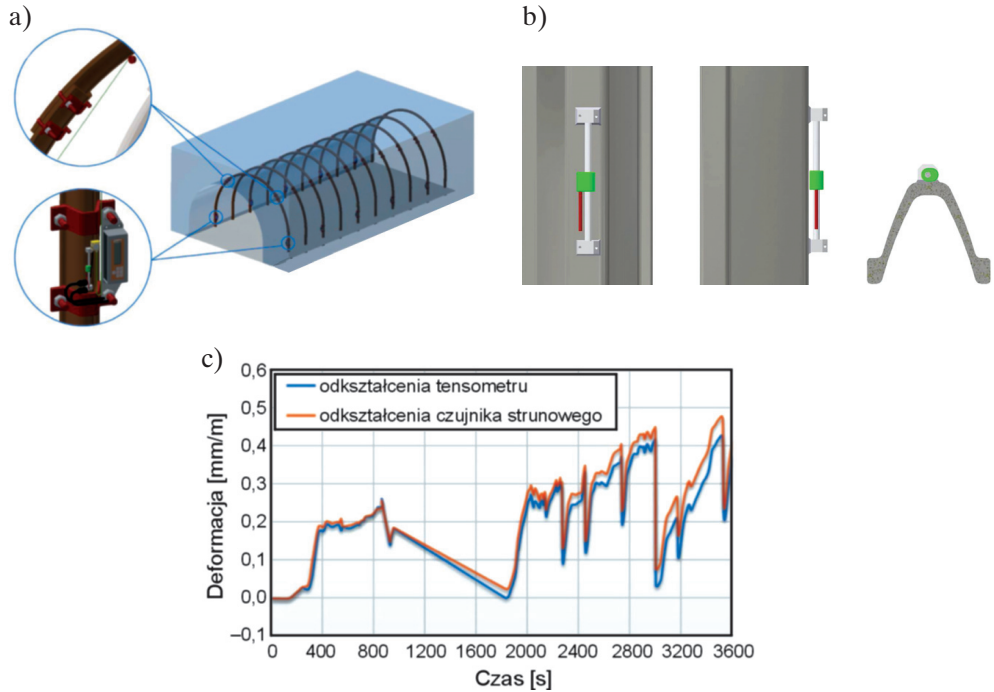
ny na potrzeby monitorowania obciążeń i geometrii stalowej obudowy łukowej w wyrobiskach kopalnianych, z uwzględnieniem wymagań bezpieczeństwa i specyfiki pracy w warunkach górniczych.



Rys. 4.75. Prototyp laboratoryjny światłowodowego systemu monitorowania zmian obciążenia na elementach obudowy górniczej: 1 – źródło promieniowania, 2 – rozdzielacz optyczny, 3 – światłowód, 4 – zacisk i miejsce mikrougięcia, 5 – matryca telewizyjna z procesorem graficznym jednego kanału pomiarowego do wstępnego przetwarzania sygnałów, 6 – komputer (Yugay et al., 2022)

System bazuje na czujnikach strunowych (*vibrating wire strain gauges*) oraz czujnikach przemieszczenia liniowego (Woszczyński et al., 2019, 2022). Pomiar drgań struny w czujniku pozwala na ocenę sił działających na elementy obudowy, a czujniki przemieszczenia monitorują zmiany geometrii spowodowane zsuwami w złączach ciernych obudowy. Stalowa struna rozciągana pomiędzy dwoma punktami reaguje na zmiany odkształceń zmianą częstotliwości swoich drgań własnych. Zarejestrowana częstotliwość jest przeliczana na wartość odkształcenia, a następnie na naprężenia i siły działające na obudowę. Czujniki, montowane na bocznych powierzchniach profili obudowy (rys. 4.76a), są chronione przed uszkodzeniami mechanicznymi oraz wpływem środowiska. Dane pomiarowe są przesyłane do modułu rejestrującego i dalej analizowane przez system komputerowy. W warunkach laboratoryjnych przeprowadzono testy na pełnowymiarowej obudowie typu ŁPP10/V29/4/A/I. Obciążenia zadawano hydraulicznie, symulując warunki rzeczywiste w wyrobiskach kopalnianych. Wyniki uzyskane za

pomocą czujników strunowych porównano z wynikami z czujników foliowych (*film strain gauges* – rys. 4.76b). W testach wykazano dużą zgodność pomiędzy obiema metodami pomiaru, a współczynnik Spearmana wyniósł aż 0,951 przy błędzie standardowym 5% (Woszczyński et al., 2022).



Rys. 4.76. System monitorowania obciążeń i geometrii stalowej obudowy łukowej: a) schemat instalacji czujników; b) zabudowa czujnika z drgającą struną na kształtowniku V obudowy ŁP; c) testy deformacji obudowy tensometrami foliowymi czujnikami z drgającą struną (Woszczyński et al., 2022 – zmodyfikowany)

5. Rekomendacje w zakresie prowadzenia monitoringu

Monitoring stateczności podziemnych wyrobisk górniczych i tuneli jest kluczowy dla bezpiecznego drążenia i utrzymania obiektów podziemnych. Wszelkiego rodzaju techniki oraz urządzenia stosowane do monitorowania deformacji i obciążenia obudowy, a także ruchów warstw skalnych w otoczeniu wyrobisk, pozwalają na wczesne wykrywanie zagrożeń związanych z niestabilnością górotworu oraz przeciążeniem poszczególnych elementów obudowy. W każdym przypadku należy ustalić wartości krytyczne mierzonego parametru, biorąc pod uwagę rodzaj górotworu, rodzaj obudowy oraz wymiary i funkcję wyrobiska. Prawidłowo zaplanowane i prowadzone pomiary pozwalają oszacować moment, w którym mogą wystąpić krytyczne zmiany wymiarów wyrobiska lub gdy obciążenie obudowy zbliży się do poziomu niebezpiecznego. Dzięki temu możliwe jest podjęcie w odpowiednim czasie działań naprawczych lub wzmacniających.

Ze względu na prostotę i efektywność w przypadku monitoringu obiektów podziemnych najkorzystniej jest planować i prowadzić pomiary konwergencji. W zależności od konstrukcji obudowy monitoruje się albo ruch skał i zaciskanie górotworu/wyrobiska – obudowa punktowa (podporowa lub kotwowa), albo deformacje i zaciskanie obudowy – obudowa ciągła (betonowa, panelowa, betonowo-kotwowa). Przekroczenie wartości uznanej za krytyczną może zatem wskazywać zarówno na konieczność zastosowania dodatkowej obudowy, utratę funkcjonalności ruchowej wyrobiska, jak też brak możliwości jego dalszego bezpiecznego użytkowania. Pomiary konwergencji zalecane są szczególnie w wyrobiskach korytarzowych prowadzonych w skałach słabych. Na dużej głębokości i w skałach słabych – ze względu na nieregularne zaciskanie całego przekroju poprzecznego, w tym spągu – najlepszą techniką pomiarową jest skaning laserowy.

W wyrobiskach drążonych w skałach mocnych najważniejsza jest kontrola rozwarstwień, gdyż podstawowym rodzajem obudowy są zwykle kotwy. Dodatkowym

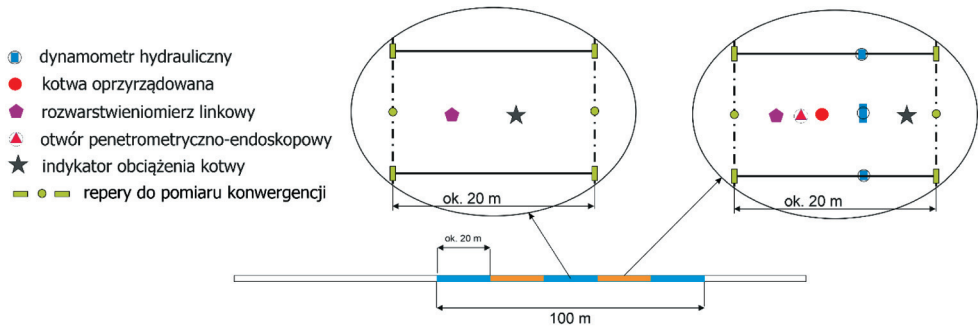
pomiarem pozwalającym zweryfikować poprawność doboru nośności kotew jest pomiar ich obciążenia w wyrobisku. Większe od założonych wartości rozwarstwień pakietu skał w strefie skotwionej lub zbyt wysokie wartości obciążeń względem sił gwarantujących sprężystą pracę kotew (podawanych zwykle przez producenta jako maksymalna nośność kotwy) sugerują zły dobór nośności kotew, ich zbyt małą długość lub zbyt rzadką siatkę kotwienia. W takim wypadku najczęściej wystarczające jest zastosowanie dodatkowych dłuższych kotew linowych lub strunowych. Wcześniej jednak w razie potrzeby należy wykonać obrywkę stropu i skotwić pakiet skał o wymaganej grubości.

W przypadku obudowy wstępnej tunelu wykonanej z warstwy betonu natryskowego lub torkretu, wzmacnianej siatkami stalowymi i dźwigarami, kluczowe znaczenie mają pomiary naprężeń wewnątrz obudowy oraz konwergencji w trzech kierunkach między punktami zastabilizowanymi na obudowie. Powyższe wynika z dużej sztywności obudowy i stosunkowo niskich dopuszczalnych odkształceń. Czujniki naprężeń, montowane wewnątrz warstwy betonu lub na zbrojeniu, kontrolują pracę warstwy monolitycznej, która poddana jest obciążeniom wynikającym z deformacji otaczającego górotworu. Przekroczenie dopuszczalnych naprężeń lub przemieszczeń konturu tunelu (konwergencja) wymaga podjęcia działań w celu ograniczenia deformacji górotworu, na przykład zastosowania dodatkowego kotwienia.

Należy przy tym pamiętać, że w wyrobiskach górniczych stan naprężenia i odkształceń w górotworze okresowo się zmienia ze względu na zamieniającą się sytuację górniczą. W przypadku tuneli natomiast ewentualne zmiany mogą wynikać głównie z przekształceń samego górotworu. Najczęstszą przyczyną jest wtórne zawodnienie prowadzące do rozmakania skał czy ich wtórnego spękania, a w konsekwencji do obniżenia wytrzymałości i zwiększenia odkształcalności całego górotworu. Zjawisko to występuje szczególnie w skałach ilastych, takich jak iłowce, mułowce, łupki, iły czy gliny.

Zmiana sytuacji górniczej w przypadku chodników podziemnych determinuje sposób prowadzenia monitoringu. W wyrobiskach nieutrzymywanych za frontem eksploatacyjnym (frontem ściany lub pasem komór) wystarczy prowadzić monitoring urządzeniami z odczytem manualnym, ponieważ przez cały okres możliwy jest do nich dość swobodny dostęp. Wieloletnie doświadczenia w tym zakresie wskazują, że takie rozwiązanie jest w zupełności wystarczające, a przede wszystkim tańsze w porównaniu z urządzeniami automatycznymi.

Przykład projektu monitoringu stateczności kopalnianego wyrobiska korytarzowego z manualnym odczytem danych pokazano na rysunku 5.1. Należy zauważyć, że poszczególne wielkości mierzone są minimum dwukrotnie, co pozwala na weryfikację uzyskanych wyników.



Rys. 5.1. Stacja monitoringowa w wyrobisku – wersja z manualnymi odczytami

Na około 100-metrowym odcinku wyrobiska znajdują się:

- 3–5 baz do pomiaru konwergencji,
- 3–5 rozwarstwiomierzy w stropie,
- 2 zestawy dynamometrów z manometrem do pomiaru obciążenia odrzwi,
- 2 kotwy oprzyrządowane,
- 5–10 indykatorów obciążenia kotew,
- 2 otwory rdzeniowe do badań parametrów geomechanicznych skał oraz pomiarów endoskopowych.

Rekomendowana częstotliwość pomiarów:

- konwergencja – bezpośrednio po wydrążeniu, następnie co 1–4 tygodnie;
- rozwarstwienia – bezpośrednio po wydrążeniu, następnie 2–5 razy w tygodniu;
- dynamometry hydrauliczne – bezpośrednio po zabudowie, następnie 2–5 razy w tygodniu;
- obciążenia kotew – bezpośrednio po wydrążeniu, następnie co 1–4 tygodnie;
- indykatory – bezpośrednio po zabudowie, następnie 2–5 razy w tygodniu.

W razie wystąpienia zmian warunków górniczych (np. oddziaływania frontu ściany lub drażenia innego wyrobiska w sąsiedztwie) częstotliwość pomiarów powinna być zintensyfikowana zależnie od natężenia robót górniczych.

W przypadku testowania nowych schematów obudowy lub wyrobisk utrzymywanych za frontem eksploatacji wskazany jest monitoring za pomocą urządzeń z odczytem automatycznym, ponieważ dostęp do urządzeń badawczych jest ograniczony, w szczególności za skrzyżowaniem ściana–chodnik (system ścianowy) lub za strefą komór wygradzonych przechodzących w zawał (system filarowo-komorowy). Należy podkreślić, że automatyzacja pomiarów konwergencji, polegających na okresowym wyznaczeniu odległości między punktami stabilizowanymi na obwodzie wyrobiska oraz zmian

obwodu lub całego pola przekroju, wciąż napotyka istotne trudności techniczne. Z tego powodu pomiary te często wykonuje się niezależnie od systemów monitorujących inne wielkości – za pomocą dalmierzy, skanerów laserowych czy nawet taśm mierniczych.

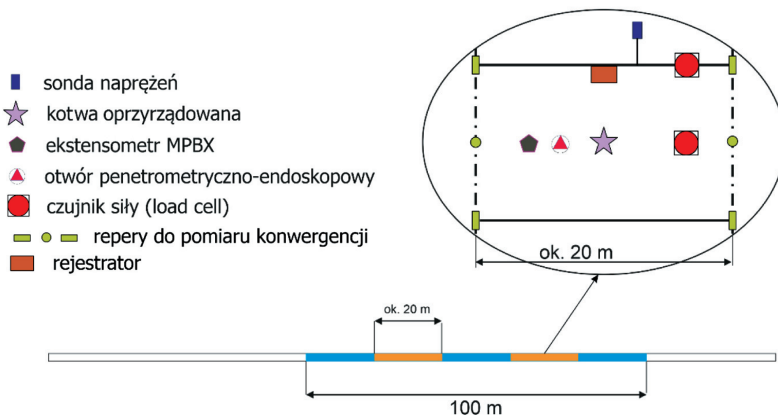
W przypadku bardziej zaawansowanego systemu pomiarowego stacja monitoringowa z automatycznym odczytem może się składać z następujących elementów (rys. 5.2):

- 1–2 ekstensometrów MPBX (np. z drgającą struną) do pomiaru rozwarstwień;
- czujników siły (*load cell*) do pomiaru obciążeń odrzwi o dwóch różnych zakresach pomiaru;
- 1–2 kotew pomiarowych (np. tensometrycznych, z drgającą struną itp.);
- czujników zmian naprężeń w górotworze (np. typu *biaxial stress cell*);
- 3–5 baz do pomiaru konwergencji;
- otworu penetrometryczno-endoskopowego;
- rejestratorów.

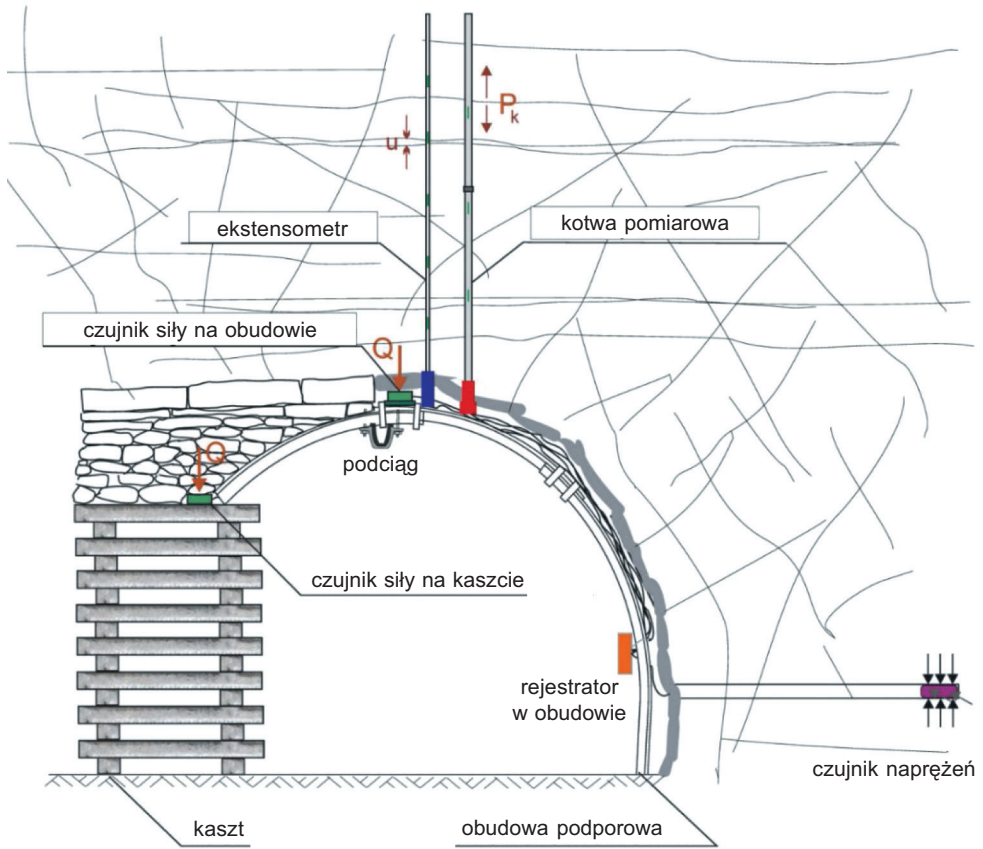
Schemat przykładowego rozmieszczenia automatycznych urządzeń pomiarowych w przekroju poprzecznym wyrobiska korytarzowego utrzymywanego za frontem ściany przedstawiono na rysunku 5.3.

Okresowy monitoring w wyrobisku wykonanym w samodzielnej obudowie kotkowej można prowadzić, wykorzystując następujące instrumenty (rys. 5.4):

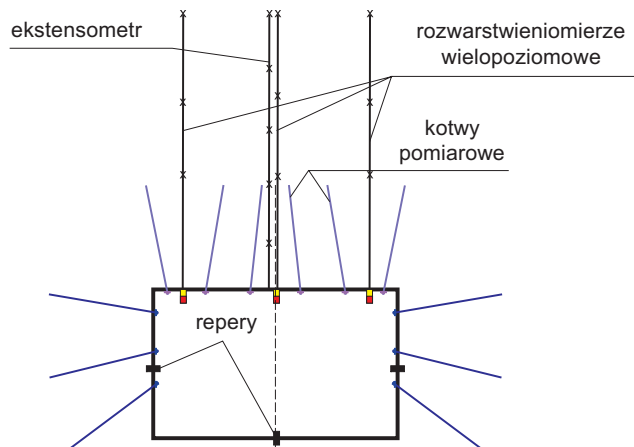
- kotwy oprzyrządowane w jednym rzędzie (rozmieszczenie, rozstaw, długość zgodna z obudową zasadniczą);
- rozwarstwieniomierze trójpoziomowe budowane w stropie w osi wyrobiska i w sąsiedztwie ociosów, mocowane około 30 cm powyżej kotew niskich, około 30 cm powyżej kotew wysokich oraz na wysokości pośredniej;
- ekstensometr zabudowany w osi wyrobiska;
- repery do pomiaru konwergencji poziomej i pionowej;
- wskaźniki pomiaru obciążenia kotew.



Rys. 5.2. Automatyczna stacja monitoringowa w wyrobisku korytarzowym

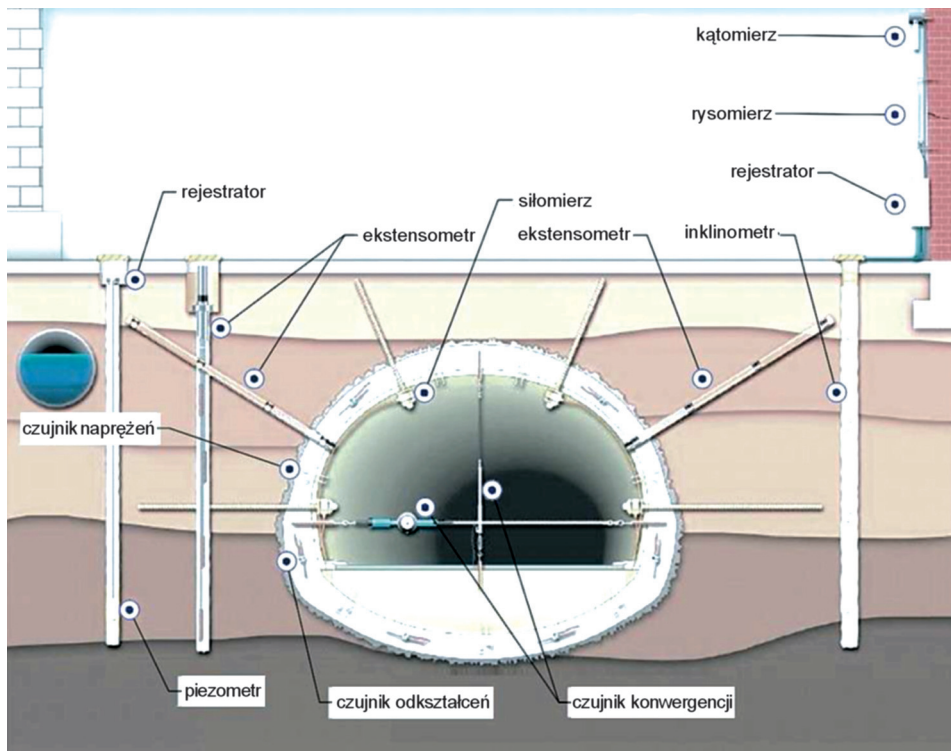


Rys. 5.3. Schemat bazy pomiarowej z automatycznym pomiarem danych



Rys. 5.4. Schemat stanowiska monitoringu w wyrobisku wykonanym w samodzielnej obudowie kotwowej

W przypadku obiektów tunelowych, których głębokość posadowienia jest dużo mniejsza niż wyrobisk górniczych, monitoring obejmuje zwykle nie tylko pomiary w samym obiekcie, ale również pomiary terenu powierzchni. Przykładowy schemat monitoringu tunelu przedstawiono na rysunku 5.5. System monitoringu jest bardzo rozbudowany i obejmuje kontrolę zmian w samym tunelu (konwergencja, obciążenie obudowy, ciśnienie działające na obudowę, deformacje górotworu wokół tunelu), a także deformację powierzchni terenu w otoczeniu tunelu i obiektów budowlanych (Sieńko et al., 2016). W trakcie drążenia prowadzona jest także bardzo szczegółowa analiza warunków geologicznych i geotechnicznych.



Rys. 5.5. Koncepcja monitoringu tunelu (Sieńko et al., 2016 – zmodyfikowany)

Regularny monitoring w połączeniu z analizą trendów deformacyjnych skał otaczających wyrobisko lub charakterystyki obciążenia obudowy umożliwi prognozowanie zachowania się górotworu na przestrzeni czasu. Dzięki temu można optymalizować sposób użytkowania chodnika lub tunelu, minimalizując ryzyko nieoczekiwanych awarii. Ważnym aspektem jest także dostosowanie częstotliwości pomiarów do warunków geologicznych oraz do etapu eksploatacji tunelu lub wyrobiska. Na przykład w początko-

wej fazie drążenia pomiary powinny być przeprowadzane codziennie, a nawet co kilka godzin, natomiast z biegiem czasu ich częstotliwość może być zmniejszana. Decyzję należy podjąć, biorąc pod uwagę obserwowany przebieg zjawisk, rodzaj zastosowanej obudowy oraz, przede wszystkim, znaczenie monitorowanego obiektu oraz potencjalne zagrożenia dla zdrowia i życia jego użytkowników.

Przy zastosowaniu urządzeń z automatyczną rejestracją oraz programowalnym czasem odczytu rekomenduje się wykonywanie pomiarów z następującą częstotliwością:

- co 2–4 godziny bezpośrednio po wydrążeniu wyrobiska i zabudowy czujników – do momentu oddalenia się przodka od stanowiska pomiarowego na odległość 50–100 m;
- co 4–12 godzin przy odległości urządzeń od przodka 100–200 m;
- co 12–24 godziny przy odległości od przodka powyżej 200 m oraz po zakończeniu drążenia.

W przypadku oddziaływania frontu ściany lub występowania innych czynników zmieniających warunki górnicze wskazane jest wykonywanie pomiarów z większą częstotliwością – co 4–12 godzin.

W niektórych krajach, na przykład w Australii, wyrobiska górnicze nie mogą być drążone ani utrzymywane bez uprzedniego opracowania tzw. głównego planu zarządzania zagrożeniami (*principal hazard management plan*), który podaje zasady oceny i kontroli stateczności wyrobiska. Dokument ten powinien zawierać: identyfikację zagrożenia i ocenę jego stopnia, analizę zagrożenia, sposoby zarządzania zagrożeniami oraz metody ich kontroli, procedury raportowania i rejestracji informacji dotyczących bezpieczeństwa oraz zapis danych pomiarowych i metody ich przetwarzania (Emery et al., 2020). Opracowany sposób postępowania obejmuje zarówno podejmowanie kolejnych działań w czasie monitoringu wraz z określeniem osób za nie odpowiedzialnych, jak i kolejne etapy kontroli górotworu i oceny zagrożenia utraty stateczności. Przykład sposobu oceny poziomu stateczności wyrobiska korytarzowego na podstawie identyfikacji objawów i kwantyfikacji wybranych wartości pomiarowych przedstawiono w tabeli 5.1. W analizowanym przypadku stosowano obudowę kotwową.

Analizując zalecenia przedstawione w tabeli 5.1, można zauważyć, że w pierwszej kolejności dotyczą one obserwacji charakterystycznych zachowań górotworu w stropie i ociosach, przy uwzględnieniu odległości od czoła przodka. Pomiary rozwarstwień analizowane są dopiero w drugiej kolejności, również z uwzględnieniem tej odległości. W zależności od intensywności zaobserwowanych objawów wydzielono cztery klasy zagrożenia. Dla łatwiejszej interpretacji oraz lepszego zrozumienia stopnia ryzyka przez osoby monitorujące stateczność wyrobiska oznaczono je kolorami: od bezpiecznego – zielonego po niebezpieczny – czerwony.

Tabela 5.1

Przykład sposobu oceny poziomu stateczności wyrobiska korytarzowego w obudowie kotwowej (opracowanie własne na podstawie Emery'ego et al., 2020)

Poziom 1 – zielony	Poziom 2 – żółty	Poziom 3 – pomarańczowy	Poziom 4 – czerwony
<p>Strop:</p> <ul style="list-style-type: none"> – niewielkie spękania w narożach stropu – brak oznak dodatkowego obciążenia obudowy <p>Ociosy:</p> <ul style="list-style-type: none"> – niewielkie odspojenia od calizny ociosów (poniżej 300 mm) <p>Rozwarstwienia:</p> <ul style="list-style-type: none"> – mniejsze niż 10 mm i ich stabilizacja 	<p>Strop:</p> <ul style="list-style-type: none"> – pojawiające się spękania stropu – lokalne odspajanie się i opadanie skał stropowych lub ociosowych w odległości do 10–20 m od czoła przodka – niewielkie oznaki dodatkowego obciążenia obudowy w odległości 10–20 m za czołem przodka – pękanie stropu lub jego wyrzuszanie się wzdłuż osi wyrobiska przy jednym z ociosów w odległości 5 m od czoła <p>Ociosy:</p> <ul style="list-style-type: none"> – odspojenia od calizny skał ociosowych blisko czoła przodka – wyginanie podkładek zabudowanych kotew w ociosach <p>Rozwarstwienia</p> <ul style="list-style-type: none"> – w odległości powyżej 10 m od przodka – wzrost rozwarstwień do maks. 40 mm i ich stabilizacja 	<p>Strop:</p> <ul style="list-style-type: none"> – narastające spękania stropu – kolejne opady stropu i wyłamywanie naroży wyrobiska w odległości większej niż 20 m od czoła – widoczne deformacje podkładek kotew lub samych kotew, zrywanie gwintów – wyginanie lub zaciskanie zabudowanych stojaków – pękanie stropu lub jego wyrzuszanie się wzdłuż osi wyrobiska przy jednym lub obu ociosach w odległości powyżej 5 m od czoła przodka <p>Ociosy:</p> <ul style="list-style-type: none"> – odspojenia skał ociosowych powyżej 750 mm w odległości większej niż 20 m od czoła – wyginanie podkładek zabudowanych kotew, zrywanie gwintów – na odcinku wyrobiska większym niż 10 m od czoła widoczne deformacje obudowy kotwowej <p>Rozwarstwienia</p> <ul style="list-style-type: none"> – w odległości powyżej 10 m od przodka przyrost rozwarstwień do ponad 40 mm i ich stabilizacja 	<p>Strop:</p> <ul style="list-style-type: none"> – znaczne obniżenie stropu lub opad w czole przodka drążonego wyrobiska <p>Ociosy:</p> <ul style="list-style-type: none"> – wyciskanie ociosów większe niż długość stosowanych kotew w odległości większej niż 5 m od czoła przodka

Generalnie w praktyce inżynierskiej każdy objaw ruchów górotworu w postaci pęknięcia skał, ich wypychania do wewnątrz wyrobiska lub deformacji i luzowania się zainstalowanej obudowy jest podstawą do uznania, że w wyrobisku zaczyna dochodzić do

lokalnej niestateczności. W konsekwencji wymaga się podjęcia kolejnych działań w zakresie monitoringu lub działań naprawczo-wzmacniających. Problemem jest zawsze ocena ilościowa, która pozwalałaby na oszacowanie stopnia zagrożenia. Dokument taki jak ten prezentowany przez Emery'ego et al. (2020) skutecznie wspomaga kadre inżynierów w ocenie intensywności zjawiska, ponieważ pozwala przypisać obserwowane objawy do skali zagrożenia utraty stateczności wyrobiska.

Na podstawie obserwacji rozwarstwień w wyrobiskach w samodzielnej obudowie kotwowej w polskich kopalniach węgla kamiennego stosowane są następujące progi bezpieczeństwa:

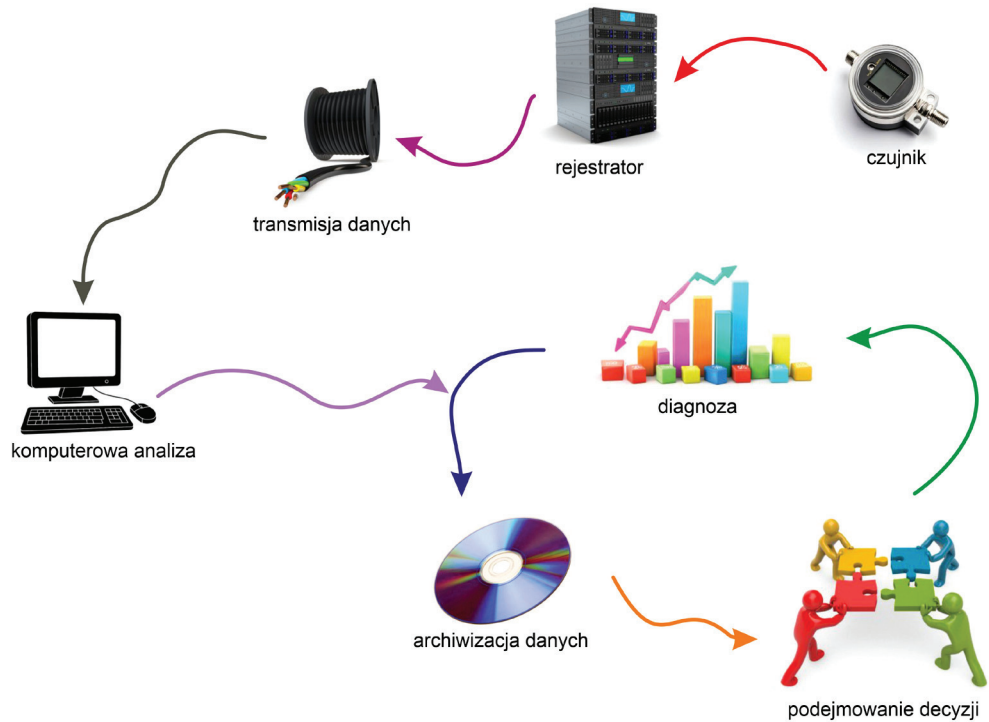
- **0–25 mm (kolor zielony) na wskaźniku A (rozwarstwienie niskie) i B (rozwarstwienie wysokie):** brak dodatkowych działań; bieżąca obserwacja oznak zużycia elementów obudowy lub lokalnego odspajania się stropu;
- **25–50 mm (kolor żółty) na wskaźniku A:** kontrola obszaru, na którym doszło do rozwarstwienia; zabudowa dodatkowych kotew w odległości 5–10 m po obu stronach punktu pomiarowego przy odległości pomiędzy rozwarstwieniomierzami odpowiednio 10 m i 20 m;
- **25–50 mm (kolor żółty) na wskaźniku B:** poinformowanie dozoru wyższego; zastosowanie kotew strunowych lub linowych o długości co najmniej równej zasięgowi wskaźnika B;
- **50 mm (kolor czerwony) na wskaźniku A i B:** natychmiastowe zatrzymanie drążenia i wycofanie załogi z zagrożonego obszaru; poinformowanie dozoru wyższego; dodatkowe działania w celu wzmocnienia obudowy podejmowane przez specjalnie zwołany zespół ekspercki.

Istotnym elementem prowadzenia monitoringu jest gromadzenie danych, ich prezentacja i systematyczna analiza (Duży, 2013c; Małkowski, 2017; Inozemtsev et al., 2018; Emery et al., 2020). Ponieważ monitoring prowadzony jest w celu zapewnienia bezpieczeństwa pracy znajdujących się w wyrobisku górników, dane muszą być gromadzone na jednej platformie, do której ma na bieżąco dostęp dozór górniczy i zarządzający. W zależności od rodzaju i częstotliwości pomiarów gromadzone dane powinny być raportowane, na przykład w cyklach tygodniowych, i prezentowane – najlepiej w formie graficznej. W przypadku stosowania systemów automatycznych najlepszym rozwiązaniem jest bieżąca analiza wyników pomiarów przy użyciu specjalnie w tym celu opracowanego oprogramowania (Inozemtsev et al., 2018; Emery et al., 2020). Pozwala ona również na szybką identyfikację ewentualnych awarii czujników, przekaźników lub całych urządzeń (Inozemtsev et al., 2018). Bardzo istotne jest analizowanie pozyskiwanych wyników w powiązaniu z sytuacją geologiczną (da Gama et al., 2020; Emery et al., 2020). Ważne jest, aby do zarządzania kontrolą pracy urządzeń oraz wykonywanych pomiarów wyznaczyć jednego pracownika, który będzie odpowiedzialny za całość

działań (Małkowski, 2017). Wówczas można mieć pewność, że będą one zintegrowane i systematycznie uzupełniane. Nie bez znaczenia jest także, co podkreśla Emery et al. (2020), aby systematycznie szkolić załogę w zakresie prowadzonych działań monitoringu oraz obsługi zabudowanych urządzeń. Programy takie powinny być integralną częścią rutynowych szkoleń załogi z zakresu bezpieczeństwa.

W przypadku już funkcjonujących tuneli tworzone są zwykle centra monitoringu, w których operatorzy na bieżąco obserwują zjawiska zachodzące w tunelu, by w razie potrzeby reagować na sytuacje kryzysowe. Należy jednak podkreślić, że na stanowisku takim – poza kontrolą zachowania się obudowy – monitoruje się wiele innych zagrożeń, takich jak pożar, awaria systemu wentylacji czy wypadek.

W ogólnym ujęciu schemat organizacji monitoringu manualnego oraz automatycznego przedstawiono na rysunku 5.6. W jakikolwiek sposób byłyby on prowadzony, jego efekty muszą być archiwizowane i analizowane, a na podstawie wyników pomiarów winny być podejmowane decyzje.



Rys. 5.6. Schemat organizacji monitoringu automatycznego

Podsumowując, monitoring wyrobisk górniczych i tuneli jest niezbędnym elementem zarządzania ryzykiem w górnictwie i budownictwie tunelowym.

Uzyskane informacje i pomiary z prowadzonego monitoringu są kluczowe dla:

- oceny stanu wyrobisk,
- optymalizacji procesów wzmocnienia obudowy,
- weryfikacji wykonanych projektów doboru obudowy,
- minimalizacji potencjalnych zagrożeń związanych z utratą stateczności.

Dodatkowo można je wykorzystać do (da Gama, 2020; Małkowski et al., 2020a):

- zrozumienia i śledzenia zjawisk zachodzących w górotworze po wykonaniu wyrobiska,
- weryfikacji przyjętych parametrów geomechanicznych górotworu do obliczeń parametrów obudowy,
- oceny współpracy obudowa–górotwór,
- testowania nowych rozwiązań technologicznych w zakresie obudowy,
- oceny skuteczności pracy obudowy w warunkach wpływu eksploatacji.

Chociaż w praktyce górniczej i tunelowej zawsze istnieje ryzyko utraty stateczności wyrobiska w wyniku nieprzewidzianych wcześniej sytuacji geologicznych lub geomechanicznych, to prowadzenie bieżącego monitoringu pracy górotworu i obudowy niewątpliwie zmniejsza to ryzyko oraz znacząco ogranicza do akceptowalnych rozmiarów skutki ewentualnej awarii.

Literatura

- ACE Instrument, b.d.-a, *VW Biaxial Stressmeter Model 1375*, http://www.aceco.co.kr/home_en/pro_en/11_Rock_instrumentation/4.pdf (dostęp: 18.04.2023).
- ACE Instrument, b.d.-b, *VW Load Cells*, http://www.aceco.co.kr/home_en/pro_en/4_Load/1.pdf (dostęp: 18.04.2023).
- ACE Instrument, b.d.-c, *VW Rock Bolt Stressmeter*, http://www.aceco.co.kr/home_sp/pro_en/11_Tunnel_instrumentation/5.pdf (dostęp: 29.07.2024).
- ACE Instrument, b.d.-d, *VW Rod Extensometer (MPBX)*, http://www.aceco.co.kr/home_en/pro_en/10_Tunnel_instrumentation/9.pdf (dostęp: 18.04.2023).
- Amadei B., Stephansson O., 1997, *Rock Stress and Its Measurement*, Chapman & Hall.
- Antoniuk M., Herezy Ł., Małkowski P., Niedbalski Z., 2020, *Monitoring obciążenia i deformacji obudowy chodnikowej – wyniki pomiarów*, [w:] *XXIX Szkoła Eksploatacji Podziemnej 2020: Kraków, 24–26.02.2020 r.*, Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią Polskiej Akademii Nauk, Kraków, s. 16.
- Arba A., 2025, *Total length of road tunnels in Japan from 2014 to 2023*, Statista, <https://www.statista.com/statistics/862721/japan-road-tunnel-length/> (dostęp: 3.09.2025).
- Ariznavarreta-Fernández F., González-Palacio C., Menéndez-Díaz A., & Ordoñez C., 2016, *Measurement system with angular encoders for continuous monitoring of tunnel convergence*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 56, s. 176–185, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.03.014>.
- AtGrating Technologies, b.d.-a, *FBG Temperature Sensor CT-01*, <https://www.atgrating.com/products/fbg-temperature-sensor/> (dostęp: 12.10.2024).
- AtGrating Technologies, b.d.-b, *FBG Wavelength Interrogator*, <https://www.atgrating.com/products/fbg-wavelength-interrogator.html> (dostęp: 12.10.2024).
- Barbosa C.B., Ferreira L.A., Araújo F.M., Gonçalves L., Gama C.D., Malva R., Silva A., Freitas V., 2009, *Fiber Bragg grating system for continuous large-scale monitoring of convergence in Rossio Tunnel*, [w:] *20th International Conference on Optical Fibre Sensors*, SPIE Proceedings, vol. 7503, 75035S, Society of Photo-Optical Instrumentation Engineers (SPIE), <https://doi.org/10.1117/12.835420>.

- Bednarek Ł., Ulaszek A., 2014, *Zastosowanie technologii światłowodowej w pomiarach deformacji tuneli*, *Budownictwo Górnicze i Tunelowe*, R. 20, nr 2, s. 42–47.
- Bieniasz J., Wojnar W., Sadowski A., Wrzosek J., 2019/2020, *Dziesięciolecie pomiarów zaciskania wyrobisk w złożu solnym O/ZG Polkowice-Sieroszowice*, *Przegląd Solny*, t. 15, s. 62–67.
- Bieniasz M., Garguła T., 2017, *Ocena możliwości zastosowania geodezyjnych technik pomiarów do wyznaczania deformacji górotworu na terenie kopalni soli „Kłodawa”*, *Czasopismo Inżynierii Łądowej, Środowiska i Architektury – Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, z. 64, nr 4/I, s. 395–414, <https://doi.org/10.7862/rb.2017.222>.
- Bobek R., Śledź T., Ratajczak A., Głuch P., 2013, *Wzmocnienie obudowy podporowej rejonu skrzyżowania ściana – chodnik podścianowy w jednostronnym otoczeniu zrobów z wykorzystaniem niskiego kotwienia*, *Budownictwo Górnicze i Tunelowe*, R. 19, nr 4, s. 19–28.
- Budzyński P., Kuźma H., Wierciuch-Głuch A., 2024, *Światłowodowy system pomiarowy DSI-FORBS (Fiber Optic Rock Bolts System) zastosowany w PGG S.A. Oddział KWK Piast-Ziemowit Ruch Ziemowit*, [w:] *XXXIII Szkoła Eksploatacji Podziemnej: Kraków, 26–28.02.2024*, PAN, Kraków.
- Butra J., Orzepowski S., 2001, *Ocena stateczności stropu wyrobiska na podstawie pomiaru prędkości jego rozwarstwienia*, *WUG: Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie*, nr 5, s. 22–30.
- Butra J., Kosior A., Orzepowski S., Wróbel J., 2002, *Nowy sposób oraz przyrząd do szybkiego testowania stropu wyrobisk górniczych*, *WUG: Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie*, nr 6, s. 13–16.
- Butra J., Korzeniowski W., Mrozek K., 2004, *Rozwarstwienia stropu podziemnych wyrobisk wskutek eksploatacji złóż rud miedzi*, *Górnictwo i Geoinżynieria*, R. 28, z. 4/1, s. 59–67.
- Cheng W.-C., Ni J.-C., 2009, *Feasibility study of applying SOFO optical fiber sensor to segment of shield tunnel*, *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 24, no. 3, s. 331–349, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.08.005>.
- Chmura J., Migdas T., 2005, *Ocena stateczności wyrobisk trasy turystycznej i komór sanatoryjnych w Kopalni Soli “Bochnia” wraz z projektem opomiarowania nowych obiektów turystycznych*, *Górnictwo i Geoinżynieria*, R. 29, z. 3/1, s. 119–133.
- Chongqing Gold Mechanical & Electrical Equipment Co., b.d., *Borehole Inspection Camera*, <https://www.cqtopgeo.com/borehole-equipment/borehole-camera-and-water-well-camera/borehole-inspection-camera.html> (dostęp: 18.09.2024).
- Chudek M., Duży S., Dyduch G., Bączek A., 2007, *Problemy nośności stalowej obudowy odrzwiowej wyrobisk korytarzowych użytkowanych w długim okresie*, *Górnictwo i Geoinżynieria*, R. 31, z. 3, s. 79–86.

- Chudek M., Duży S., Dyduch G., Głuch P., Kleta H., 2012, *Diagnostyka wyrobisk górniczych czynnikiem optymalnej ich eksploatacji i zachowania bezpieczeństwa w kopalniach podziemnych: zagadnienia wybrane*, Katedra Geomechaniki, Budownictwa Podziemnego i Zarządzania Ochroną Powierzchni. Wydział Górnictwa i Geologii, Politechnika Śląska, Gliwice.
- Chylicka I., 2022, *Rozwój budownictwa tunelowego w Polsce*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, nr 1(100), s. 52–63.
- Czempas A., Duży S., 2017, *Stateczność wyrobisk korytarzowych w górotworze naruszonym eksploatacją górnictwem w świetle przeprowadzonych badań*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 2, s. 28–37.
- Daniłowicz R., 2000, *Badania możliwości wzmocnienia skał kotwiami w kopalniach węgla kamiennego*, Przegląd Górniczy, t. 56, nr 2, s. 33–37.
- Daniłowicz R., Skrzyński K., 2003, *Określenie współczynnika wzmocnienia górotworu za pomocą kotwi w wyrobiskach korytarzowych*, Przegląd Górniczy, t. 59, nr 3, s. 8–11.
- DMT GmbH & Co, 2009, *DMT SlimBorholeScanner*, https://radiationdetection.se/one-webmedia/PB_SlimBoreholeScanner_01.20.pdf (dostęp: 23.11.2025).
- Dong J., Xie Z., Zheng G., Gao K., 2022, *Monitoring rock bolt safety based on FBG sensors*, AIP Advances, vol. 12, iss. 2, 025305-1, <https://doi.org/10.1063/5.0077651>.
- Duży S., 2001, *Stateczność obudowy kotwiowo-podporowej i skał otaczających chodniki przyścianowe poddane działaniu czynnego frontu eksploatacyjnego w świetle badań w kopalni*, [w:] *Nowoczesne technologie górnicze 2001: Kotwienie*, Gliwice – Ustroń, 3–4 września 2001, s. 97–108.
- Duży S., 2012, *Diagnostyka i metody oceny stanu technicznego wyrobisk górniczych. Część 1. Uszkodzenia a strategia gospodarowania infrastrukturą podziemną kopalń*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 4, s. 67–76.
- Duży S., 2013a, *Diagnostyka i metody oceny stanu technicznego wyrobisk górniczych. Część 2. Ogólne zasady diagnostyki obudowy wyrobisk górniczych*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 1, s. 31–41.
- Duży S., 2013b, *Diagnostyka i metody oceny stanu technicznego wyrobisk górniczych. Część 3. Wybrane techniki pomiarowe w diagnostyce obudowy wyrobisk górniczych*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 2, s. 53–61.
- Duży S., 2013c, *Diagnostyka i metody oceny stanu technicznego wyrobisk górniczych. Część 4. Dokumentowanie i interpretacja wyników diagnostyki konstrukcji obudowy wyrobisk górniczych*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 3, s. 36–45.
- Duży S., 2013d, *Diagnostyka i metody oceny stanu technicznego wyrobisk górniczych. Część 5. Metody oceny stanu technicznego obudowy wyrobisk górniczych w oparciu o wyniki badań i obserwacji*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 4, s. 40–51.

- Duży S., Cholewa M., 2019, *Studium oceny jakości wykonania wyrobisk korytarzowych w podziemnych kopalniach węgla kamiennego*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice.
- Dziadosz Z., 2001, *Konwergometr mechaniczny*, Patent No. PL 60849 Y1, 2001.
- Dziadyk A., Wójcik A., 2020, *Metody pomiaru i oceny stanu górotworu w górnictwie podziemnym w Polsce i na świecie*, [w:] *XXIX Szkoła Eksploatacji Podziemnej: Kraków, 24–26.02.2020 r.: materiały konferencyjne*, Instytut Gospodarki Surowcami i Energią Polskiej Akademii Nauk, Kraków 2000, s. 593–606, https://szkolaeksploatacji.pl/wp-content/knowledge/flipbook/2020_materiały_SEP/.
- Eddyfi Technologies, b.d., *Spectrum™ 90 PTZ inspection camera, NTSC*, <https://store.eddyfi.com/spectrumtm-90-ptz-inspection-camera-ntsc.html> (dostęp: 24.09.2024).
- Emery J., Canbulat I., Zhang C., 2020, *Fundamentals of modern ground control management in Australian underground coal mines*, *International Journal of Mining Science and Technology*, vol. 30, no. 5, s. 573–582, <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2020.04.003>.
- En De Tek Australia, b.d., *Borehole Camera Systems: The GLF-UDC-VIISA Deepwater*, <https://www.endetek.com.au/boreholecamerasystems> (dostęp: 10.10.2024).
- Encardio Rite, b.d., *Load Cell*, <https://www.encardio.com/geotechnical-products/load-cell> (dostęp: 18.12.2024).
- Esterhuizen G.S., Gearhart D.F., Tulu I.B., 2018, *Analysis of monitored ground support and rock mass response in a longwall tailgate entry*, *International Journal of Mining Science and Technology*, vol. 28, no. 1, s. 43–51, <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2017.12.013>.
- Fajkus M., Nedoma J., Mec P., Hrubešová E., 2017, *Analysis of the highway tunnels monitoring using an optical fiber implemented into primary lining*, *Journal of Electrical Engineering*, vol. 68, no 5, s. 364–370, <https://doi.org/10.1515/jee-2017-0068>.
- Fang J., 2022, *Analysis of construction monitoring and control of tunnels crossing broken faults and water-rich geology*, *Journal of Physics: Conference Series*, vol. 2152, 012019, <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2152/1/012019>.
- FIBRAIN, b.d., *Kabel DSST: światłowodowe sensory optyczne*, <https://fibrain.pl/wp-content/uploads/2021/04/Kabel-DSST-Swiatlowodowe-Sensory-Optyczne.pdf> (dostęp: 17.10.2024).
- Ficek P., 2022, *Określenie nośności stalowej obudowy odrzwiowej pokrytej torkretem*, GIG, Katowice (praca doktorska, niepublikowana).
- Fu X., Liu T., Zhang T., Song J., 2024, *Bolt axial force monitoring based on fiber grating technology*, *Optical Fiber Technology*, vol. 88, 104038, <https://doi.org/10.1016/j.yofte.2024.104038>.

- Fuławka K., Pytel W., Szumny M., Mertuszka P., Pałac-Walko B., Hartlieb P., Jakič M., Nöger M., 2023, *Prototype of instrumented rock bolt for continuous monitoring of roof fall hazard in deep underground mines*, *Sensors*, vol. 23, no. 1, 154, <https://doi.org/10.3390/s23010154>.
- Gage J.R., Wang, H.F., MacLaughlin M., Turner A., Fratta D., 2011, *A new method for measuring in situ strain in intact rock masses: Fiber optically instrumented rock strain and temperature strips (FROSTS)*, [w:] *45th U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, San Francisco, California, June 2011*, ARMA-11-387, American Rock Mechanics Association (ARMA), s. 1805–1814.
- Gama E.M., da, 2020, *Suggestions, methods and examples of monitoring of rock structures and excavation of rock mass*, *Geomaterials*, vol. 10, no. 4, s. 91–104, <https://doi.org/10.4236/gm.2020.104006>.
- Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad (GDDKiA), 2023, *Opis potrzeb i wymagań dla projektowania tuneli*, <https://www.gov.pl/web/gddkia/konsultujemy-wymagania-dla-tuneli-drogowych> (dostęp: 10.10.2024).
- GeoAnts, b.d., *Hydraulic Load Cell*, <https://www.geoants.com/en/products/hidrolik-yuk-hucreleri> (dostęp: 2.10.2024).
- Geodata, b.d., *Targets and marking material*, <https://www.geodata.com/en/produkte/targets-marking/> (dostęp 17.10.2024).
- GEOKON, 2020a, *Instruction Manual GK-405 Vibrating Wire Readout*, https://www.geokon.com/content/manuals/GK-405_Readout.pdf (dostęp: 4.10.2025).
- GEOKON, 2020b, *Instruction Manual Model 8032 Terminal Board and 16/32-channel Multiplexer*, https://www.geokon.com/content/manuals/8032_Terminal_Board_and_Multiplexer.pdf (dostęp: 2.10.2024).
- GEOKON, 2021, *Vibrating Wire Stressmeters Model 4300*, https://www.geokon.com/content/datasheets/4300_Series_Stressmeters.pdf (dostęp: 2.10.2024).
- GEOKON, 2022, *Vibrating Wire Load Cells*, https://www.geokon.com/content/datasheets/4900_Load_Cells.pdf (dostęp: 18.12.2024).
- GEOKON, 2023, *Biaxial Stressmeter Model 4350*, https://www.geokon.com/content/datasheets/4350_Biaxial_Stressmeter.pdf (dostęp: 2.10.2024).
- GEOKON, 2024, *Model 1100 Borehole Extensometer: Instruction Manual*, https://www.geokon.com/content/manuals/1100_Borehole_Extensometer.pdf (dostęp: 2.10.2024).
- GEOKON, 2025, *Instruction Manual Model 4350BX Biaxial Stressmeter*, https://www.geokon.com/content/manuals/4350BX_Biaxial_Stressmeter.pdf (dostęp: 29.09.2025).
- Glötzl, 2025, *Spannungsaufnehmer für Betonspannung Typ B und Fugendruck Typ F*, https://www.gloetzl.de/wp-content/uploads/2025/01/P_68.11_12_Spannungsaufnehmer_BF_de_low_RZ.pdf (dostęp: 29.09.2025).

- Głuch P., 2020, *Charakterystyka nośności zsuwnej obudowy stalowej odrzwiowej podatnej*, [w:] *XXIX Szkoła Eksploatacji Podziemnej 2020: Kraków, 24–26.02.2020 r.*, Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią Polskiej Akademii Nauk, Kraków.
- Głuch P., Kozek B., Koza H., Masiakiewicz M., Słomiany P., 2001, *Obudowa kotwiova przecinki ścinowej 4/V w kopalni „Bogdanka”*, [w:] *Nowoczesne technologie górnicze 2001: Kotwienie, Gliwice – Ustroń, 3–4 września 2001*, s. 175–194.
- Goenka J.P., Jain V., 2012, *Strata monitoring by tell-tales: Description, application and suggestions*, Nanda Manufacturing Co., Kolkata 2012, <https://nandagroup.com/wordpress/wp-content/uploads/2019/11/sm.pdf> (dostęp: 24.09.2024).
- Gong H., Kizil M.S., Chen Z., Amanzadeh M., Yang B., Aminossadati S.W., 2019, *Advances in fibre optic based geotechnical monitoring systems for underground excavations*, *International Journal of Mining Science and Technology*, vol. 29, no. 2, s. 229–238, <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2018.06.007>.
- Grzebyk W., Stolecki L., 2011, *Sposób kontroli stateczności warstw stropowych w kopalniach podziemnych*, zgłoszenie patentowe, nr P397001.
- Grzebyk W., Stolecki L., 2013, *Pomiar nachylenia, jako wskaźnik stabilności warstw stropowych*, *Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie*, nr 8, s. 17–22.
- Grzebyk W., Stolecki L., 2014, *Pomiary inklinometryczne jako narzędzie monitoringu deformacji górotworu w kopalniach podziemnych*, *Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN*, nr 86, s. 97–104.
- Grzebyk W., Piasecki P., Stolecki L., 2015, *Charakterystyka współpracy obudowy kotwowej z górotworem na podstawie pomiarów inklinometrycznych*, [w:] *XXII Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna z cyklu Górnictwo zagrożenia naturalne 2015: Zagrożenia naturalne – bariery rozwoju górnictwa. Targanice k/Żywca, 3–6 listopada 2015 r.*, GIG, Katowice.
- Grzebyk W., Piasecki P., Stolecki L., 2017, *Deformacja wyrobiska górnictwa poddanego wpływom eksploatacyjnym*, *Wiadomości Górnicze*, R. 68, nr 2, s. 107–111.
- Gustafsson L.K.K.A., 2016, *Sensor techniques to monitor installation and status of rock bolts*, [w:] Nordlund E., Jones T., Eitzenberger A. (eds.), *Proceedings of the 8th International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction*, Luleå University of Technology, Luleå, <https://rocksafety.se/wp-content/uploads/2016/06/Paper-2016-05-04-rev-2.pdf>.
- Hastikova A., Staš L., Koniček P., 2015, *Determination of stress tensor by the CCBO(M) method – theory overview and practical use example*, *EGRSE – Exploration Geophysics, Remote Sensing and Environment*, vol. 2015/2, s. 60–67, https://www.caag.cz/egrse/2015-2/06_hastikova.pdf.

- Herezy Ł., 2012, *Kształtowanie się zasięgu strefy spękań w otoczeniu wyrobisk przyścianowych w warunkach geologiczno-górnich LW „Bogdanka” S.A.*, Przegląd Górniczy, t. 68, nr 6, s. 27–36.
- Hyett A., Mitri H., Spearing A., 2012, *Validation of two new technologies for monitoring the in situ performance of rock bolts*, [w:] Martens P.N. (Hrsg), *Seventh International Symposium Rockbolting and Rock Mechanics in Mining: 30–31 May 2012, RWTH Aachen University, Institute of Mining Engineering I*, Institut für Bergbaukunde, Aachen, s. 177–190.
- Inaudi D., Casanova N., Steinmann G., Mathier J.-F., Martinola G., 1998, *SOFO: Tunnel monitoring with Fiber optic sensors*, [w:] *Reducing Risk in Tunnel Design and Construction*, 7–8.12.1998, Basel Switzerland, s. 1–12, <https://roctest.com/wp-content/uploads/2017/03/c23.pdf>.
- Inline Industrial, b.d., *PASI V2 Borehole Inspection Camera*, <https://inlineindustrial.com.au/products/pasi-v2-borehole-inspection-camera> (dostęp: 18.09.2024).
- Inozemtsev M., Nikitina S., Kononov M., 2018, *Monitoring the displacement the roof of underground mines for safety of mining operations*, E3S Web of Conferences, vol. 41, 01021, <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20184101021>.
- Jankowska I., Kwaśnik M., 2015, *Rola dokładności wyznaczania konwergencji wyrobisk w aspekcie zagospodarowania pustek poeksploatacyjnych w kopalniach soli*, [w:] Kwaśnik M. (red.), *Techniki inwentaryzacji i monitoringu obiektów inżynierskich*, Wydział Geodezji i Kartografii Politechniki Warszawskiej, Warszawa, s. 32–43.
- Jendryś M., 2009, *Wpływ eksploatacji górniczej na nadbierane wyrobiska korytarzowe – część 1. Pomiar i obserwacje*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 3, s. 1–11.
- Jo B.W., Asad Khan R.M., Lee Y.S., Jo J.H., Saleem N., 2018, *A fiber Bragg grating-based condition monitoring and early damage detection system for the structural safety of underground coal mines using the Internet of Things*, Journal of Sensors, vol. 2018, 301873, <https://doi.org/10.1155/2018/9301873>.
- Kidybiński A., 1982, *Podstawy geotechniki kopalnianej*, Wydawnictwo „Śląsk”, Katowice.
- Korzeniowski W., 2006, *Ocena stanu podziemnych wyrobisk chodnikowych i komorowych na podstawie empirycznych metod badawczych*, Rozprawy Monografie, nr 156, Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków.
- Korzeniowski W., Herezy Ł., Skrzypkowski K., 2011, *Charakterystyka deformacji chodnika podścianowego podczas eksploatacji strugowej ściany I/VI w pokładzie 385/2 w LW „Bogdanka”*, [w:] Dyczko A. (red.), *International Mining Forum 2011: nowe spojrzenie na technikę i technologię eksploatacji cienkich pokładów węgla kamiennego: LW „Bogdanka”, 24–26.11.2011 r.*, Wydawnictwo Fundacji dla AGH, Kraków, s. 233–240.

- Korzeniowski W., Skrzypkowski K., Herezy Ł., 2018, *Zdalny, nieelektryczny wskaźnik WK-2/8 wartości siły obciążającej kotew w wyrobisku górnictwem*, Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi Polskiej Akademii Nauk, nr 103, s. 53–64.
- Kukutsch R., Kajzar V., Koniček P., Waclawik P., Ptáček J., 2015, *Possibility of convergence measurement of gates in coal mining using terrestrial 3D laser scanner*, Journal of Sustainable Mining, vol. 14, no. 1, s. 30–37, <https://doi.org/10.1016/j.jsm.2015.08.005>.
- Kukutsch R., Waclawik P., Nemcik J., 2019, *Use of the system of Roadways development and monitoring within deep coal mines in the Czech Republic*, [w:] Aziz N., Kininmonth B. (eds.), *Proceedings of the 2019 Coal Operators Conference, Mining Engineering, University of Wollongong, 18–20 February 2019*, University of Wollongong, s. 58–65.
- Lalik K., Dominik I., Gut P., Skrzypkowski K., Korzeniowski W., Zagórski K., 2021, *Non-destructive acoustical rock bolt testing system with intelligent filtering in Salt Mine 'Wieliczka'*, Energies, vol. 14, no. 17, 5522, <https://doi.org/10.3390/en14175522>.
- Lama B., Momayez M., 2023, *Review of non-destructive methods for rock bolts condition evaluation*, Mining, vol. 3, no. 1, s. 106–120, <https://doi.org/10.3390/mining3010007>.
- Lei Y., Xu X., Tian S., Shi H., 2024, *A novel axial load inversion method for rock bolts based on the surface strain of a bearing plate*, Mathematics, vol. 12, no. 22, 3480, <https://doi.org/10.3390/math12223480>.
- Li C., Zhao Y-G., Liu H., Wan Z., Zhang C., Rong N., 2008, *Monitoring second lining of tunnel with mounted fiber Bragg grating strain sensors*, Automation in Construction vol. 17, no. 5, s. 641–644, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2007.11.001>.
- Li C., Li J., Luo C., Xu Q., Wan X., Yang L., 2024, *Diagnosis and monitoring of tunnel lining defects by using comprehensive geophysical prospecting and fiber Bragg grating strain sensor*, Sensors, vol. 24, no. 6, 1749, <https://doi.org/10.3390/s24061749>.
- Liu H., Liu C., Zhai M., Zhang P., Wang L., Wang F., Liu J., 2022, *Collaborative control technology of crosscut floor heave in soft rocks under deep high horizontal stress*, Mathematical Problems in Engineering, vol. 2022, 8260169, <https://doi.org/10.1155/2022/8260169>.
- Liu Q. & Li Y., Li W., Zhao J., Qin Z., Yang X., Feng Q., Jiang B., Wang K., Li Y., 2022, *Primary support optimization of large-span and shallow buried hard rock tunnels based on the active support concept*, Scientific Reports, vol. 12, 7918, <https://doi.org/10.1038/s41598-022-11399-y>.
- Luna, b.d., *Optical Strain Gage os3155*, <https://lunainc.com/sites/default/files/assets/files/data-sheets/Luna-Data-Sheet-OpticalStrainGage3155.pdf> (dostęp: 29.09.2025).
- Luo J., Zhang D., Sun Z., Fang Q., Liu D., Xu T., Li R., 2023, *Numerical modelling and field monitoring study on large-span tunnelling using pretensioned bolt–cable combined support system*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 132, 104911, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104911>.

- MacGregor S., Seaward P., Farrington M., 2023, *Monitoring of rock mass movement using a distributed array of wi-fi enabled extensometers*, [w:] Wesseloo J. (ed.), *Ground Support 2023: Proceedings of the 10th International Conference on Ground Support in Mining*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, s. 61–74, https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2325_03.
- Maj A., 2009, *Opracowanie modelu konwergencji wyrobisk w podziemnych kopalniach soli*, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica, Kraków (rozprawa doktorska, niepublikowana).
- Majcherczyk T., Bednarek Ł., 2017, *Metoda deformacji obudowy wyrobiska korytarzowego*, *Przegląd Górniczy*, t. 73, nr 10, s. 44–50.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 1999, *Stateczność chodników równoległych w samodzielnej kotwionej*, *Przegląd Górniczy*, t. 55, nr 10, s.16–25.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2004, *Monitoring stateczności wyrobisk korytarzowych w kopalniach węgla kamiennego*, [w:] Pivnák G.G. i in. (eds.), *Ukraïns'ko-Pol's'kij forum ģirnikiv: ģirniċodobuvna promislovist' Ukraïni i Pol'si: aktual'ni problemi i perspektivi: Álta, Krim, 13–19 veresnâ 2004: materiali forumu = Ukraïnsko-Polskie Forum Górnicze: przemysł wydobywczy Ukrainy i Polski: aktualne problemy i perspektywy: materiały forum*, NGU, Dněpropetrovs'k, s. 256–269.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2005a, *Describing quality of rocks around underground headings: endoscopic observations of fractures*, [w:] Konečný P. (ed.), *Eurock 2005: impact of human activity on the geological environment: proceedings of the international symposium of The International Society for Rock Mechanics, Brno, Czech Republic, 18–20 May 2005*, A. A. Balkema Publishers, Leiden, s. 355–360.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2005b, *Zmiany rozwarstwień skał stropowych w wyrobiskach korytarzowych w samodzielnej obudowie kotwionej o długim okresie użytkowania*, [w:] Pilecki Z. (red. nauk.), *Warsztaty Górnicze z cyklu „Zagrożenia naturalne w górnictwie”: materiały sympozjum: sesja okolicznościowa: Zrównoważony rozwój terenu górniczego Lubelskiego Węgla „Bogdanka” S.A.: Kazimierz Dolny nad Wisłą, 20–22 czerwca 2005*, Wydawnictwo IGSMiE PAN, Kraków, s. 257–266.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2006a, *Ruchy górotworu i reakcje obudowy w procesie niszczenia skał wokół wyrobisk korytarzowych na podstawie badań „in situ”*, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica w Krakowie, Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Kraków.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2006b, *Speed of roof rock separation and a type of working's support*, [w:] Sobczyk E.J., Kicki J. (red.), *New technological solutions in underground mining: International Mining Forum 2006*, Taylor & Francis Group, London, s. 39–47.

- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2008, *Badania nowych rozwiązań technologicznych w celu rozrzedzenia obudowy podporowej w wyrobiskach korytarzowych*, Uczelniane Wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne AGH, Kraków.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2012a, *Ocena schematów obudowy i skuteczności projektowania wyrobisk korytarzowych w kopalniach węgla kamiennego*, Wydawnictwa AGH, Kraków.
- Majcherczyk T., Pilecki Z., Niedbalski Z., Pilecka E., Blajer M., Pszonka J., 2012b, *The influence of geological engineering and geotechnical conditions on parameter selection of the primary lining of a road tunnel in Laliki*, *Gospodarka Surowcami Mineralnymi – Mineral Resources Management*, vol. 28, no. 1, s. 103–124.
- Majcherczyk T., Małkowski P., Niedbalski Z., 2015, *Analiza utrzymania stateczności wyrobisk korytarzowych w długim okresie*, *Przegląd Górniczy*, t. 71, nr 1, s. 53–60.
- Makówka J., Mróz J., 2007, *Płyty charakter budowy i ruchów stropu w świetle badań dołowych w KGHM „Polska Miedź” SA Oddziały Zakłady Górnicze „Lubin”*, *Wiadomości Górnicze*, vol. 58, nr 9, s. 479–486.
- Małkowski P., 2009, *Porównanie zmodyfikowanego endoskopowego wskaźnika jakości górotworu z parametrami rdzenia wiertniczego*, *Przegląd Górniczy*, t. 65, nr 7–8, s. 38–45.
- Małkowski P., 2013, *Rola stref spękań w ocenie stateczności wyrobisk korytarzowych w kopalniach węgla*, *Rozprawy Monografie*, nr 265, Wydawnictwa AGH, Kraków.
- Małkowski P., 2016, *Endoscopic Rock Mass Factor (ERMF) – a new rock mass classification*, [w:] Borowski M., Swolkień J. (eds.), *Selected issues related to mining and clean coal technology: monograph*, Agencja Wydawniczo-Poligraficzna ART-TEKST, Kraków, s. 39–46.
- Małkowski P., 2017, *Zarządzanie monitoringiem zagrożeń w górnictwie*, *Inżynieria Mineralna – Journal of the Polish Mineral Engineering Society*, R. 18 nr 2, s. 215–224, <https://doi.org/10.29227/IM-2017-02-24>.
- Małkowski P., Niedbalski Z., 2019, *Monitoring wyrobisk korytarzowych jako podstawa weryfikacji metod projektowych i przyjętego schematu obudowy*, *Przegląd Górniczy*, t. 75, nr 10, s. 53–65.
- Małkowski P., Ostrowski Ł., 2019, *Convergence monitoring as a basis for numerical analysis of changes of rock-mass quality and Hoek-Brown failure criterion parameters due to longwall excavation*, *Archives of Mining Sciences – Archiwum Górnictwa*, vol. 64, no. 1, s. 93–118, <https://doi.org/10.24425/ams.2019.126274>.
- Małkowski P., Ostrowski Ł., Bachanek P., 2018, *Stateczność wyrobiska korytarzowego drążonego w strefie uskokowej w świetle badań kopalnianych i numerycznych*, *Przegląd Górniczy*, t. 74, nr 2, s. 17–27.

- Małkowski P., Niedbalski Z., Majcherczyk T., Bednarek Ł., 2020a, *Underground monitoring as the best way of roadways support design validation in a long time period*, Mining of Mineral Deposits, vol. 14, no. 3, s. 1–14, <https://doi.org/10.33271/mining14.03.001>.
- Małkowski P., Ostrowski Ł., Bednarek Ł., 2020b, *The effect of selected factors on floor upheaval in roadways – in situ testing*, Energies, vol. 13, 5686, <https://doi.org/10.3390/en13215686>.
- Małkowski P., Niedbalski Z., Bednarek Ł., Pytlik M., Frymarkiewicz A., Filipowicz K., 2022, *Automatyczny system monitoringu stateczności wyrobisk korytarzowych*, Przegląd Górniczy, t. 77, nr 7–9, s. 9–23.
- Mark C., Compton C.S., Oyler D.C., Dolinar D.R., 2002, *Anchorage pull testing for fully grouted roof bolts*, https://www.researchgate.net/publication/237748015_ANCHORAGE_PULL_TESTING_FOR_FULLY_GROUTED_ROOF_BOLTS.
- Masny W., Nita Ł., Ficek J., 2022, *Case study of rock bolting in a deep coal mine in Poland*, Archives of Mining Sciences, vol. 67, no. 1, s. 79–94, <https://doi.org/10.24425/ams.2022.140703>.
- Matusz C., Szczerbiński K., 2013, *Zwalczanie skutków zawałów skał oraz działania mające na celu zmniejszenie ilości zawałów i wypadków w kopalni „Polkowice-Sieroszowice”*, Cuprum: Czasopismo Naukowo-Techniczne Górnictwa Rud, nr 1(66), s. 33–44.
- Meltrons Australia, b.d., *MT703 disc load cell*, <https://www.meltrons.com.au/collections/load-cells/products/mt703-disc-load-cell> (dostęp: 15.10.2024).
- Metrison, b.d., *SONO M660 grubościomierz ultradźwiękowy*, <https://metrison.eu/pl/p/SONO-M660-Grubosciomierz-Ultradzwiekowy-/113> (dostęp: 28.09.2024).
- Mitri H., 2011, *Evaluation of rock support performance through instrumentation and monitoring of bolt axial load*, [w:] Aziz N., Kininmonth B. (eds.), *Proceedings of the 2011 Coal Operators’ Conference*, University of Wollongong, The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, s. 136–140.
- Molinda G.M., Mark C., Debasis D., 2001, *Using the Coal Mine Roof Rating (CMRR) to assess roof stability in U.S. coal mines*, <https://www.cdc.gov/niosh/docs/mining/UserFiles/works/pdfs/utcmr.pdf>.
- Monsberger C.M., Lienhart W., 2021, *Distributed fiber optic shape sensing along shotcrete tunnel linings: methodology, field applications, and monitoring results*, Journal of Civil Structural Health Monitoring, vol. 11, s. 337–350, <https://doi.org/10.1007/s13349-020-00455-8>.
- Myszkowski J., Merta G., Frejowski A., 2017, *Ocena szczelinowatości górotworu in situ – porównanie wyników uzyskanych metodą aerometryczną oraz za pomocą badań introskopowych*, Przegląd Górniczy, t. 73, nr 2, s. 59–66.

- Nanda Millar Company, b.d.-a, *Auto Warning Tell-Tale Extensometer*, <https://nandagroup.com/product/auto-warning-tell-tale-extensometer/> (dostęp: 12.07.2024).
- Nanda Millar Company, b.d.-b, *Roof Bolting Instrumentation*, <https://nandagroup.com/product-category/mining/roof-bolting-instrumentation/> (dostęp: 24.09.2024).
- Nanda Millar Company, b.d.-c, *Rotary Single Point Wire Extensometer*, <https://nandagroup.com/product/rotary-single-point-wire-extensometer/> (dostęp: 12.07.2024).
- NDN Sprzęt Kontrolno-Pomiarowy, b.d., *Kamera inspekcyjna WPS-710DM-SCJ Wopson do kanalizacji i rurociągów*, <https://ndn.com.pl/kamery-inspekcyjne-i-termowizja/3733-kamera-inspekcyjna-wps-710dm-scj-wopson-do-kanalizacji-i-rurociagow-przewod-20metrow-przenosna.html> (dostęp: 15.09.2025).
- netTG.pl Gospodarka i Ludzie, 2021, *Czy wiecie, że w KGHM...*, <https://nettg.pl/gornictwo/182617/czy-wiecie-ze-w-kghm> (dostęp: 4.10.2024).
- New Concept Mining, b.d., *FOGLight*, <https://www.ncm.co.za/en/products/monitoring-and-warning-devices/foglight> (dostęp: 18.09.2024).
- Niedbalski Z., 2003, *Wpływ obudowy podporowo-kotwiowej na zachowanie się wyrobisk korytarzowych w kopalniach węgla kamiennego*, Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica, Kraków (rozprawa doktorska, niepublikowana).
- Niedbalski Z., 2010, *Analiza stateczności tunelu drogowego w Lalikach w okresie drążenia*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, R. 16, nr 1, s. 29–38.
- Niedbalski Z., 2014, *Prognoza utrzymania funkcjonalności wyrobisk korytarzowych w kopalniach węgla kamiennego*, Rozprawy Monografie, nr 300, Wydawnictwa AGH, Kraków.
- Niedbalski Z., Majcherczyk T., 2010, *Estimating roadway tunnel stability in Polish carpathian flysch*, [w:] Zlámál J., Butovič A., Hilar M. (eds.), *Transport and city tunnels: proceedings of the 11th International Conference Underground Constructions Prague 2010: Prague, 14th–16th June 2010*, Czech Tunnelling Association ITA-AITES, Prague, s. 654–659.
- Niedbalski Z., Małkowski P., Majcherczyk T., 2013, *Monitoring of stand-and-roof-bolting support: design optimization*, Acta Geodynamica et Geomaterialia, vol. 10, no. 2, s. 215–226.
- Niełacny P., Setlak K., Siodłak Ł., 2008, *Sposoby zapewnienia stateczności wyrobisk przyscianowych utrzymywanych w sąsiedztwie zrobów*, WUG: Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie, nr 3, s. 12–20.
- Niemiec B., 2001, *Doświadczenia w stosowaniu sondy aerometrycznej w wybranych kopalniach*, WUG: Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie, nr 2, s. 19–22.
- Nierobisz A., 2014, *Sonda aerometryczna jako narzędzie do badania szczelinowatości górotworu*, Przegląd Górniczy, t. 70, nr 3, s. 65–70.

- Optoplex Corporation, b.d., *Fabry-Perot Based Scanning Filter*, https://www.optoplex.com/F-P_Based_Scanning_Filter.htm (dostęp: 22.10.2024).
- Orzepowski S., Butra J., 2004, *Ocena stanu stropu w wyrobiskach kopalń rud miedzi KGHM na podstawie pomiaru prędkości rozwarstwienia*, WUG: Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie, nr 11, s. 10–13.
- Ouyang J., Wang H., Wu L., Zhang K., Xue X., 2024, *Construction monitoring and analysis of low mountain ridge tunnel*, Archives of Civil Engineering, vol. 70, no. 1, s. 573–587, <https://doi.org/10.24425/ace.2024.148929>.
- Pacześniowski K., 2015, *Ocena pracy stalowych drzwi typu LP na podstawie stanowiskowych badań*, Wiadomości Górnicze, R. 66, nr 12, s. 641–650.
- Pascal, b.d., *Kamera inspekcyjna Wöhler VIS 350 20m*, <https://pascalpolska.pl/produkt203/kamera-inspekcyjna-vhler-vis-350-z-mozliwoscia-nagrywania-obrazu-7350.html> (dostęp: 15.09.2025).
- Piechota S., Korzeniowski W., 2002, *Współczynnik wzmocnienia górotworu w obudowie podporowo-kotwiowej w wyrobiskach korytarzowych*, Przegląd Górniczy, t. 58, nr 6, s. 17–21.
- Pierszalik R., 2010, *Badania introskopowe przy użyciu sondy ABS - możliwości badawcze oraz uwagi dotyczące użytkowania*, Przegląd Górniczy, t. 66, nr 11, s. 74–77.
- PN-EN 1997-1: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- Podgórski K., Podgórski W., 1969, *Obudowa kotwiowa wyrobisk górniczych*, Wydawnictwo „Śląsk”, Katowice.
- Prusek S., 2003, *Wielkość deformacji chodnika przyścianowego utrzymywanego za pomocą pasa ochronnego*, Przegląd Górniczy, t. 59, nr 7–8, s. 33–39.
- Prusek S., 2008a, *Model geometryczny osiadania stropu w chodnikach przyścianowych*, Przegląd Górniczy, t. 64, nr 6, s. 18–23.
- Prusek S., 2008b, *Możliwości monitoringu obudowy wyrobisk korytarzowych*, WUG: Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie, nr 9, s. 14–18.
- Prusek S., 2010, *Empirical-statistical model of gate roads deformation*, Archives of Mining Sciences, vol. 55, no. 2, s. 295–312.
- Prusek S., 2021, *Wpływ pasów ochronnych na utrzymanie chodników przyścianowych w polach eksploatacji zawałowej*, Prace Naukowe Instytutu Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej. Konferencje, vol. 73, nr 40, s. 411–419.
- Prusek S., Majcher M., 2003, *Przebieg ruchów górotworu w chodniku przyścianowym z uwagi na wpływ frontów eksploatacji zawałowej*, WUG: Bezpieczeństwo Pracy i Ochrona Środowiska w Górnictwie, nr 2, s. 3–7.
- Prusek S., Walentek A., Klabis L., Malesza A., 2012a, *Badanie ruchów górotworu oraz deformacji obudowy w chodniku międzyścianowym*, Budownictwo Górnicze i Tunelowe, nr 4, s. 25–32.

- Prusek S., Turek M., Rotkegel M., Witek M., 2012b, *Wybrane rozwiązania konstrukcyjne wskaźników obciążenia kotwi*, Przegląd Górniczy, t. 68, nr 6, s. 37–44.
- Pytel W., Mertuszka P., Szeptun K., 2018, *Podatna kotwa spiralna dla wyrobisk górniczych w warunkach głębokiej kopalni*, Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią Polskiej Akademii Nauk, nr 103, s. 17–28.
- Pytlik A., 2019, *Comparative bench testing of steel arch support systems with and without rock bolt reinforcements*, Archives of Mining Science, vol. 64, no. 4, s. 747–764, <https://doi.org/10.24425/ams.2019.131064>.
- Pytlik A., Pytlik M., 2019, *Czujniki do monitoringu siły naciągu kotwi górniczych przy obciążeniu statycznym i dynamicznym*, Przegląd Górniczy, t. 72, nr 11, s. 38–47.
- Rock Deformation Measurements, 2011, *Kopalniany miernik deformacji typu KMD-4* (niepublikowane).
- Rock Deformation Measurements, 2013, *Instrukcja użytkowania ekstensometru typu CEN 20/8* (niepublikowane).
- Rock Safety Systems, b.d., *Rock reinforcement – Patented methods for monitoring and surveillance of rock bolts*, <https://rocksafety.se/eng/> (dostęp: 28.09.2024).
- Rotkegel M., Szot Ł., Witek M., Szewczyk B., 2015, *Zastosowanie nowoczesnych narzędzi w projektowaniu obudowy chodnika podstawowego w pokładzie 510 w Zabytkowej Kopalni Węgla Kamiennego „Guido”*, Wiadomości Górnicze, R. 66, nr 7–8, s. 387–394.
- Rozporządzenie Ministra Energii z dnia 23 listopada 2016 r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących prowadzenia ruchu podziemnych zakładów górniczych* (Dz.U. 2017 poz. 1118).
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 28 czerwca 2002 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy, prowadzenia ruchu oraz specjalistycznego zabezpieczenia przeciwpożarowego w podziemnych zakładach górniczych* (Dz.U. 2002 nr 139, poz. 1169).
- Rozporządzenie Ministra Przemysłu i Handlu z dnia 14 kwietnia 1995 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy, prowadzenia ruchu oraz specjalistycznego zabezpieczenia przeciwpożarowego w podziemnych zakładach górniczych* (Dz.U. 1995 nr 67, poz. 342).
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie* (Dz.U. 2000 nr 63, poz. 735).
- Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych* (Dz.U. 2012 poz. 463).
- Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 21 sierpnia 2006 r. w sprawie określenia wymagań, jakim powinny odpowiadać zakłady i urzędnictwa lecznictwa uzdrowiskowego* (Dz.U. 2006 nr 161, poz. 1142).

- RST Instruments, b.d., *Tape Extensometer*, <https://rstinstruments.com/product/tape-extensometer/> (dostęp: 17.05.2025).
- Schubert W., Steindorfer A., 1996, *Selective displacement monitoring during tunnel excavation*, Felsbau, vol. 14, no. 2, s. 93–98.
- Schubert W., Steindorfer A., Button E.A., 2002, *Displacement monitoring in tunnels – an overview*, Felsbau, vol. 20, no. 3, s. 7–15.
- SCT Strata Control Technology, b.d.-a, *2 Anchor Rock-IT (Rock Indicator Tool) Dual Height Roadway Monitor Displacement*, www.sct.gs/instrumentation/displacement-2/rock-it/2-anchor-rock-it-analogue-2/ (dostęp: 18.09.2024).
- SCT Strata Control Technology, b.d.-b, *Clock-IT Dual Height Roof Monitor*, <https://www.sct.gs/instrumentation/displacement-2/clock-it/2-anchor-clock-it-2/> (dostęp: 18.09.2024).
- Sensors & Measurements Enterprises, b.d.-a, *Auto Warning Convergence Meter (Telltale)*, <http://smegeotech.com/product.php?id=27> (dostęp: 23.09.2025).
- Sensors & Measurements Enterprises, b.d.-b, *Two Point Extensometer/Telltale*, <http://smegeotech.com/product.php?id=25> (dostęp: 24.09.2024).
- Shen B., Poulsen B., Kelly M., Nemicik J., Hanson C., 2003, *Roadway span stability in thick seam mining – field monitoring and numerical investigation at Moranbah North Mine*, [in:] Aziz N. (ed.), *Proceedings of the 2003 Coal Operators' Conference*, University of Wollongong, s. 173–184.
- Sisgeo, 2024a, *Mexid Miniaturized MPBX*, https://sisgeo.com/wp-content/uploads/Prodotti/Extensometers/MEXID%20Miniaturized%20MPBX/EN/Datasheet/D2MX_EN_05_MEXID_miniatu_rized_mpbx.pdf (dostęp: 10.01.2025).
- Sisgeo, 2024b, *MPBX: Multipoint Borehole Extensometer*, https://sisgeo.com/wp-content/uploads/Prodotti/Extensometers/MPBX%20-%20Multipoint%20Borehole%20Extensometers/EN/Datasheet/D222_EN_11_MPBX_borehole_rod_extensometer.pdf (dostęp: 10.01.2025).
- Sisgeo, b.d., *MPBX – Multipoint Borehole Extensometers*, <https://sisgeo.com/products/extensometers/mpbx-multipoint-borehole-extensometers/> (dostęp: 25.09.2024).
- Skłodowski M., 2009, *Współczesny monitoring obiektów budowlanych*, Przegląd Budowlany, R. 80, nr 3, s. 37–46.
- Skrzypkowski K., 2020, *Case studies of rock bolt support loads and rock mass monitoring for the room and pillar method in the Legnica-Głogów Copper District in Poland*, Energies, vol. 13, no. 11, 2998, <https://doi.org/10.3390/en13112998>.
- Skrzypkowski K., Korzeniowski W., Zagórski K., Lalik K., Dominik I., Kwaśniewski J., 2017, *Nieniszcząca metoda badania stanu obciążenia obudowy kotwowej długiej wykonanej z tworzywa sztucznego*, Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarki Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, nr 99, s. 109–118.

- Skrzypkowski K., Korzeniowski W., Zagórski K., Dominik I., Lalik K., 2019, *Fast, non-destructive measurement of roof-bolt loads*, *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. 41, no. 2, s. 93–101, <https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0013>.
- Smartec, b.d., *SOFO Deformation Sensor*, <https://smartec.ch/wp-content/uploads/2023/12/SOFO-Deformation-Sensor.pdf> (dostęp: 9.11.2024).
- Soil Instruments, b.d.-a, *E3 Digital Tape Extensometer*, https://www.soilinstruments.com/wp-content/uploads/2025/05/E3_Digital_Tape_Extensometer.pdf (dostęp: 6.08.2025).
- Soil Instruments, b.d.-b, *Vibrating Wire Sisterbar/Rebar Strain Gauge*, <https://www.soilinstruments.com/products/strain-gauges/vibrating-wire-sisterbarrebar-strain-gauge/> (dostęp: 25.09.2024).
- Song G., Weijie L., Bo W., Siu Ch., 2017, *A review of rock bolt monitoring using smart sensors*, *Sensors*, vol. 17, no. 4, 776, <https://doi.org/10.3390/s17040776>.
- Spearing A.J.S., Hyett A.J., Kostecki T., Gadde M., 2013, *New technology for measuring the in situ performance of rock bolts*, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 57, s. 153–166, <https://doi.org/10.1016/j.ijrmm.2012.07.027>.
- Stachowicz S., Kosonowski J., Kozek B., 1995, *Charakterystyka zaciskania wyrobisk korytarzowych kamiennych w kopalni „Bogdanka”*, *Wiadomości Górnicze*, nr 4, s. 165–169.
- Staniek A., 2005, *Metoda identyfikacji ciągłości wklejenia żerdzi kotwionych w górotworze*, *Prace Naukowe GIG. Górnictwo i Środowisko*, nr 3, s. 111–134.
- Staniek A., 2021, *Identification of rock bolt length in situ conditions*, *Diagnostyka*, vol. 22, no. 2, s. 67–73, <https://doi.org/10.29354/diag/135850>.
- Stefaniak R., Moszko M., Śladowski G., Caban P., 2009, *Metody ograniczania korozji obudowy stalowej wyrobisk korytarzowych na podstawie doświadczeń kopalni „Ziemowit”*, *Wiadomości Górnicze*, vol. 60, nr 9, s. 509–516.
- Strauss A., Bien J., Neuner H., Harmening C., Seywald C., Österreicher M., Voit K., Pistone E., Spyridis P., Bergmeister K., 2020, *Sensing and monitoring in tunnels testing and monitoring methods for the assessment of tunnels*, *Structural Concrete*, vol. 21, no. 4, s. 1356–1376, <https://doi.org/10.1002/suco.201900444>.
- Su C., Jiang P., Gong P., Liu C., Li P., Liu Y., 2022, *Analysis of roof stability of coal roadway heading face*, *Energies*, vol. 15, no. 20, 7588, <https://doi.org/10.3390/en15207588>.
- Systel Instrumentation Services Pvt. Ltd., b.d., *Product*, <https://www.sisplgroup.com/sisplweb/Product.aspx> (dostęp: 24.09.2024).
- Szczerbowski Z., Niedbalski Z., Bednarek Ł., 2023, *Tectonic strain in salt rock mass based on measurements*, *Geology, Geophysics & Environment*, vol. 49, no. 2, s. 157–173, <https://doi.org/10.7494/geol.2023.49.2.157>.

- Titan Polska, b.d., *Wskaźniki obciążeń TITAN: szybka identyfikacja poziomu obciążeń*, https://www.titan.com.pl/uploaded/pdf/wska_niki_obci___e___titan.pdf/wska_niki_obci___e___titan.pdf (dostęp: 29.09.2024).
- Trial Supplies, b.d., *Measuring tapes – 50 m*, <https://www.trialsupplies.com.au/product/measuring-tapes-50m/> (dostęp: 29.09.2025).
- Troxel, b.d., *Rock Monitor XR System User Manual*, <https://troxel.com/wp-content/uploads/2023/12/TX5001-2-UM-EN-%E2%80%A2-P5625.1600-E.pdf> (dostęp: 29.08.2022).
- Turek M., 2007, *Zmiany długości wyrobisk korytarzowych w procesie restrukturyzacji technicznej kopalń*, *Wiadomości Górnicze*, vol. 58, nr 1, s. 9–19.
- Turek M., 2012, *Bezpieczeństwo obudowy podporowo-kotwowej w warunkach występowania wstrząsów górotworu*, Główny Instytut Górnictwa, Katowice.
- Waclawik P., Kukutsch R., Koniček P., Ptaček J., Kajzar V., Nemicik J., Staš L., Souček K., Vavro M., 2017, *Stress state monitoring in the surroundings of the roadway ahead of longwall mining*, *Procedia Engineering*, vol. 191, s. 560–567, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.218>.
- Walentek A., 2009, *Model numeryczny strefy zniszczenia górotworu wokół chodnika przyścianowego*, *Prace Naukowe GIG. Górnictwo i Środowisko*, nr 1, s. 67–80.
- Wang P., Zhang, N., Kan, J., Xie, Z., Wei, Q., Yao, W., 2020, *Fiber Bragg grating monitoring of full-bolt axial force of the bolt in the deep strong mining roadway*, *Sensors*, vol. 20, no. 15, 4242, <https://doi.org/10.3390/s20154242>.
- Wang T., Chang J., Gong P., Shi W., Li N., Cheng S., 2020, *The experimental instrumented bolt with fibre Bragg grating force sensors*, *Archives of Mining Sciences*, vol. 65, no. 1, s. 179–194, <https://doi.org/10.24425/ams.2020.132714>.
- Williams T.J., Denton D.K., Larson M.K., Rains R.L., Seymour J.B., Tesarik D.R., 2001, *Geomechanics of reinforced cemented backfill in an underhand stope at the Lucky Friday Mine, Mullan, Idaho*, Report of Investigations, 9655, National Institute for Occupational Safety and Health, U.S. Department of Health and Human Services, Pittsburgh.
- Witakowski P. (red. nauk.), 2009, *Bezdotykowe metody obserwacji i pomiarów obiektów budowlanych: system kompleksowego zarządzania jakością w budownictwie*, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki, nr 443/2009, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
- Woszczyński M., Tokarczyk J., Mazurek K., Pytlik A., 2019, *Monitoring of loads in arch support with wire strain gauge*, *Mining – Informatics, Automation and Electrical Engineering*, no. 1, vol. 537, s. 48–58, <https://doi.org/10.7494/miag.2019.1.537.48>.
- Woszczyński M., Rogala-Rojek J., Stankiewicz K., 2022, *Advancement of the monitoring system for arch support geometry and loads*, *Energies*, vol. 15, no. 6, 2222, <https://doi.org/10.3390/en15062222>.

- Wrana A., Prusek S., 2016, *Ocena spękań filarów węglowych pozostawianych pomiędzy chodnikami przyścianowymi*, Przegląd Górniczy, t. 72, nr 3, s. 17–27.
- Yang Y., Huang G., Ji H., 2022, *Roof bolting anchoring performance research on the entry under the gob of close-distance coal seam*, Geofluids, vol. 2022, 8991574, <https://doi.org/10.1155/2022/8991574>.
- YieldPoint, b.d.-a, *dConv*, <https://www.yieldpoint.com/en/mining/digital-instruments1/d-conv> (dostęp: 24.09.2024).
- YieldPoint, b.d.-b, *KG1 DTSS*, <https://www.yieldpoint.com/en/mining/digital-instruments1/kg1-dtss> (dostęp: 24.09.2024).
- Yugay V., Mekhtiyev A., Madi P., Neshina Y., Alkina A., Gazizov F., Afanaseva O., Ilyashenko S., 2022, *Fiber-optic system for monitoring pressure changes on mine support elements*, Sensors, vol. 22, no. 5, 1735, <https://doi.org/10.3390/s22051735>.
- Zasada M., Wilde K., Banach A., 2007, *Eksperymentalne badania ciągłych światłowodowych czujników odkształceń wykorzystujących rozproszenie Brillouin'a*, [w:] Kaszyńska M. (oprac. red.), *Awarie budowlane: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje: XXIII konferencja naukowo-techniczna: Szczecin–Międzyzdroje 23–26 maja 2007*, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej, s. 349–356.
- Zhang X., Zhu H., Jiang X., Broere W., 2024, *Distributed fiber optic sensors for tunnel monitoring: a state-of-the-art review*, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 16, no. 9, s. 3841–3863, <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2024.01.008>.
- Zhang Z., Chen F., He M., Wang H., 2022, *An analytical calculation method for displacement criterion on tunnel surrounding rock mass stability*, Advanced in Civil Engineering, vol. 2022, 2493968, <https://doi.org/10.1155/2022/2493968>.
- Zhao W., Zhong K., Chen W., 2020, *A fiber Bragg grating borehole deformation sensor for stress measurement in coal mine rock*, Sensors, vol. 20, no. 11, 3267, <https://doi.org/10.3390/s20113267>.
- Zhou J., Yang X-A., Ma M-J., Li L-H., 2021, *The support load analysis of deep-buried composite lining tunnel in rheological rock mass*, Computers and Geotechnics, vol. 130, 103934, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103934>.
- Zhou S., Jin Y., Tian Z., Zou C., Zhao H., Miao Z., 2024, *Exploring the feasibility of prestressed anchor cables as an alternative to temporary support in the excavation of super-large-span tunnel*, Railway Engineering Science, vol. 32, no. 3, s. 344–360, <https://doi.org/10.1007/s40534-024-00340-w>.

ISBN 978-83-68219-88-3 (print)
ISBN 978-83-68219-89-0 (PDF)



9 788368 219883