

ANTONI TAJDUŚ, MAREK CAŁA
Katedra Geomechaniki Górniczej i Geotechniki AGH

STABILIZACJA WYROBISK PODZIEMNYCH

1. Wprowadzenie

Stabilizacja wyrobisk podziemnych jest bardzo szerokim pojęciem. Obejmuje ona cały szereg problemów związanych z klasyfikacją jakości górotworu, drażeniem, określaniem parametrów obudowy, czasem instalacji obudowy wstępnej i ostatecznej, współpracą obudowy z górotworem etc. W poniższym referacie przedstawiono pewne wybrane problemy wchodzące w skład zagadnienia stabilizacji wyrobisk podziemnych.

2. Klasyfikacje górotworu

Od kilkudziesięciu lat do wspomaganie procesu projektowania oraz przy wykonywaniu wyrobisk podziemnych są wykorzystywane różne klasyfikacje górotworu. Najbardziej rozpowszechnione są klasyfikacje Bieniawskiego – RMR [6] oraz Bartona – Q [10]. Obie te klasyfikacje są wieloparametrowe. W wyniku kombinacji pewnych parametrów górotworu uzyskuje się ostatecznie notę punktową pozwalającą wyciągać pewne wnioski dotyczące jego jakości. Poprawne stosowanie klasyfikacji górotworu wymaga jednak dużego doświadczenia – szczególnie z zakresie właściwego określania mechanizmu utraty stateczności górotworu w otoczeniu budowli podziemnej. W Polsce do opisu fliszu karpackiego są także stosowane klasyfikacje KF i KFG [4,25].

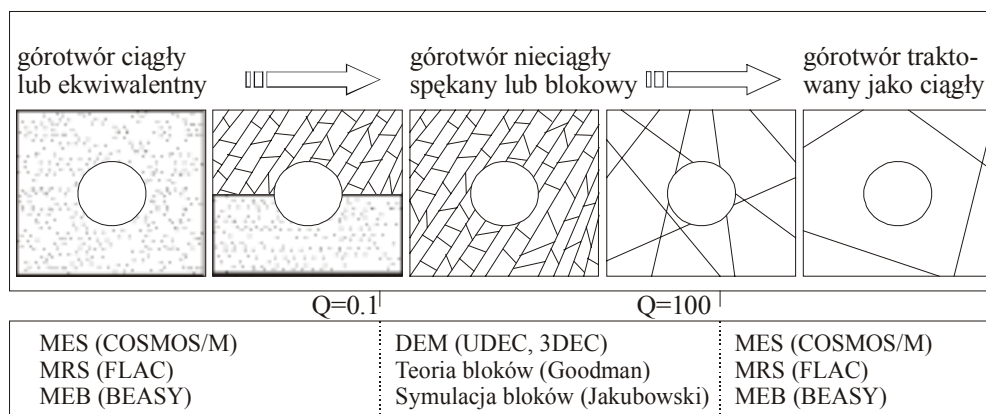
Klasyfikacje górotworu powinny być jednak wykorzystywane przede wszystkim we wstępnej fazie projektowania wyrobisk podziemnych, ponieważ są one oparte o związki empiryczne.

Dla weryfikacji przyjętych założeń projektowych konieczne jest przeprowadzenie obliczeń numerycznych. Obliczenia numeryczne, w porównaniu z obliczeniami analitycznymi

czy też obliczeniami opartymi o związki empiryczne, pozwalają na uwzględnienie znacznie większej liczby czynników wpływających na stateczność górotworu w otoczeniu tunelu.

3. Określenie modelu geomechanicznego górotworu

Przed zastosowaniem obliczeń numerycznych dla analizy stateczności wyrobiska i otaczającego go górotworu konieczny dobór odpowiedniego geomechanicznego modelu obliczeniowego. Procedura ta powinna być oparta o szczegółowe rozpoznanie budowy geologicznej górotworu (rys.1).



Rys.1. Podział górotworu z uwzględnieniem sposobu jego modelowania (oparty na [3])

Z rys.1 widać, że w zależności od budowy górotworu może on być traktowany jako ciągły, ciągły ekwiwalentny, spękany lub blokowy.

Ekwiwalentne continuum powstaje gdy za pomocą kombinacji własności wytrzymałościowych i odkształceniowych poszczególnych nieciągłości oraz bloków skalnych można uzyskać mechanicznie ekwiwalentny górotwór ciągły. Istnieje wiele koncepcji transformacji parametrów górotworu nieciągłego w ekwiwalentne continuum, większość z nich można znaleźć w pracy [20]. Można również wykorzystać cały szereg narzędzi dla numerycznej analizy stateczności wyrobisk umiejscowionych w górotworze ciągłym lub takim, który może być traktowany jako ciągły. Zalicza się do nich przede wszystkim pakiety programów oparte o Metodę Elementów Skończonych (MES), Metodę Różnic Skończonych (MRS) czy też Metodę Elementów Brzegowych (MEB).

Jeżeli nie jest możliwa transformacja górotworu na ekwiwalentne continuum, lub daje ona wyniki obarczone poważnymi błędami, to konieczne jest zastosowanie metod numerycznych przeznaczonych dla opisu zachowania górotworu spękanego lub blokowego. Można tutaj stosować metody oparte o Metodę Elementów Oddzielnych (Oddzielnych) takie

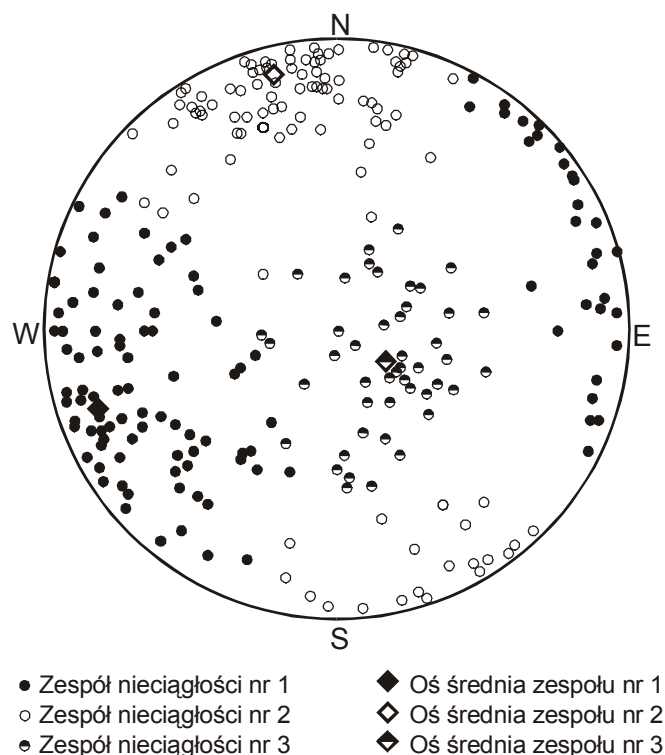
jak np. UDEC czy też 3DEC [16,21]. Alternatywnie można także stosować metody analityczne oparte o Teorię Bloków [14,15] lub też o Metodę Symulacji Bloków [17].

W przypadku, jeżeli wymiary wyrobiska są niewielkie w porównaniu z odległościami systemów spękań i nieciągłości w górotworze, to można stosować ten sam zestaw metod numerycznych jak dla górotworu ciągłego – a więc MES, MRS i MEB.

Warto tutaj poświęcić kilka słów Metodzie Symulacji Bloków, która jest mniej znana, ale stanowi uogólnienie Teorii Bloków Goodmana. Wydaje się, że w pewnych warunkach może być stosowana do górotworu fliszowego. Obciążenie obudowy wyrobiska w górotworze o strukturze blokowej stanowią bloki skalne, których kształt, wielkość i położenie w przestrzeni zależą od przestrzennego położenia nieciągłości względem wyrobiska. Skoro obciążenie obudowy w górotworze o strukturze blokowej silnie zależy od geometrii nieciągłości, a najlepszym sposobem opisu geometrii nieciągłości jest opis statystyczny, czy możliwe jest zatem określenie obciążenia obudowy

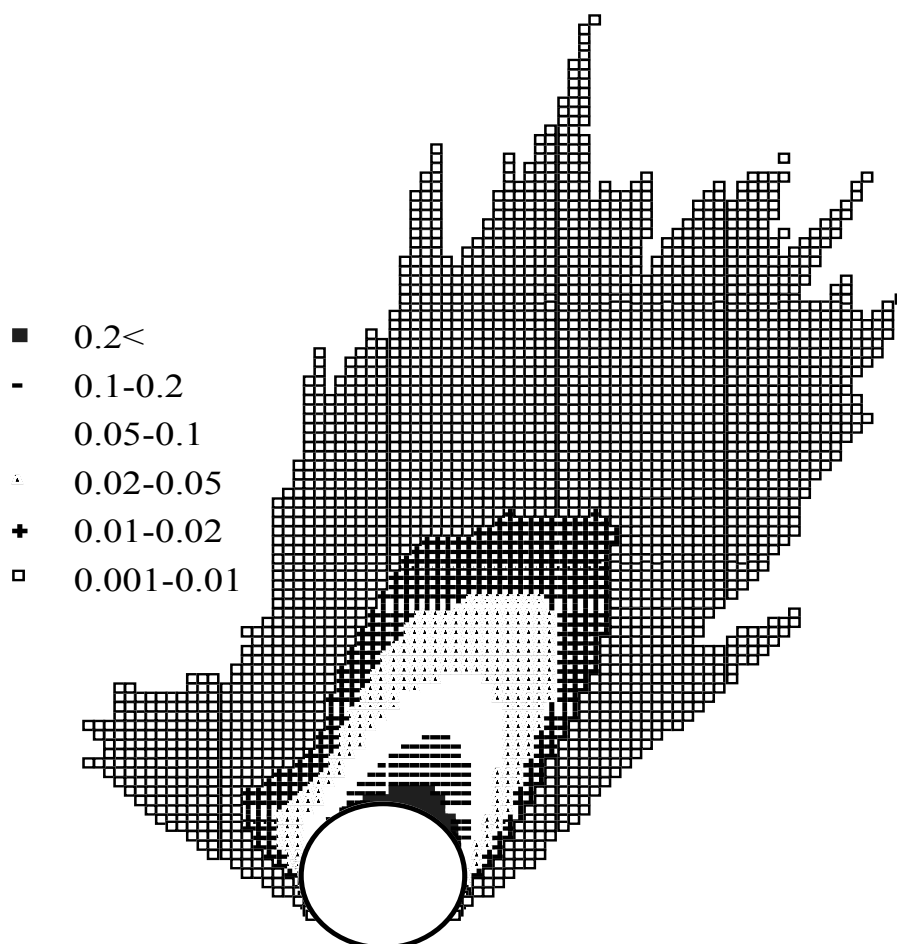
bezpośrednio na podstawie statystycznych parametrów nieciągłości? Analityczne rozwiązanie tego problemu wydaje się bardzo trudne lub wręcz niemożliwe. Metoda Symulacji Bloków proponuje określenie obciążenia obudowy poprzez wykonanie serii eksperymentów numerycznych. Jest ona oparta na idei symulacji statystycznej Monte-Carlo i oryginalnym algorytmie wyodrębniania rzeczywistych bloków przemieszczalnych. Przyjmowany jest pewien statystyczny model górotworu nieciągłego skonstruowany tak, aby górotwór rzeczywisty i modelowany były statystycznie „takie same”. Na rys.2 pokazano przykładowy zestaw danych [22] dla symulacji bloków.

Obciążenie obudowy pochodzące od przemieszczalnych, niestatecznych bloków skalnych jest kojarzone z obciążeniem od rzeczywistych bloków skalnych, które mogą się wyodrębnić w sąsiedztwie wyrobiska. Zamiast populacji rzeczywistych bloków skalnych



Rys.2. Odwzorowanie równopowierzchniowe biegunowe trzech zespołůw nieciągłości

badana jest populacja bloków skalnych wygenerowanych na podstawie reguł teoretycznych. Dysponując niemal dowolnie liczną próbą, metoda symulacji bloków pozwala wyciągać wnioski dotyczące statystycznych parametrów wybranych cech całej populacji bloków skalnych, w szczególności badać ich stateczność i szacować obciążenie obudowy. Dla przykładu na rys.3 pokazano mapę prawdopodobieństwa niestateczności. Wyraźnie widać wpływ nieciągłości na niesymetryczne obciążenie tunelu.



Rys.3. Mapa prawdopodobieństwa niestateczności dla analizowanych danych

Przez prawdopodobieństwo niestateczności danego punktu w sąsiedztwie tunelu rozumie się tutaj prawdopodobieństwo geometryczne zdarzenia, że punkt ten należy do bloku niestatecznego. Z wystarczającą dokładnością można przyjąć dla tuneli obciążenie obudowy pochodzące od prawdopodobieństwa niestateczności równego 0.05.

4. Współpraca obudowy wstępnej i ostatecznej z górotworem

Przez ostatnie kilkanaście lat na świecie stosuje się zasadniczo dwie metody drążenia tuneli – Nową Austriacką Metodę Drążenia Tuneli oraz Norweską Metodę Drążenia Tuneli

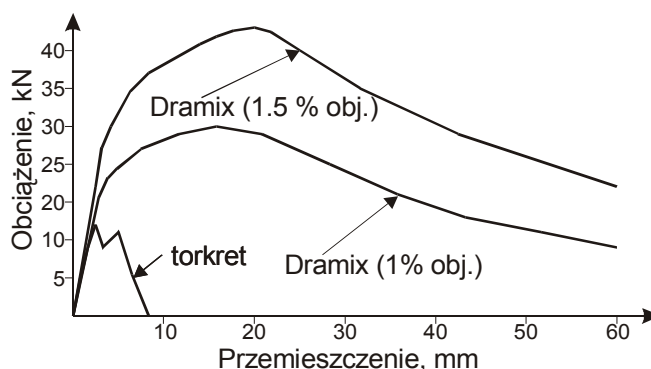
lub metody będące kombinacją obu wyżej wymienionych [5].

Nowa Austriacka Metoda Drażenia Tuneli (NATM) wydaje się bardziej pasować do górotworu słabego, o średnich i niskich parametrach wytrzymałościowych, tam gdzie spękania i nieciągłości nie są dominujące. Dobór obudowy wstępnej i ostatecznej jest oparty na monitoringu zachowania się górotworu. Stosuje się tutaj obudowy składające się z torkretu, kotwi oraz łuków stalowych. Głównym założeniem NATM jest doprowadzenie do stateczności tunelu za pomocą obudowy oraz maksymalnego wykorzystania samonośności górotworu otaczającego wyrobisko. Szczegółowe zasady NATM można znaleźć w pracach [19,23].

Norweska Metoda Tunelowania (NMT) wydaje się bardziej pasować do mocnego górotworu, o średnich i wysokich parametrach wytrzymałościowych, gdzie istotny wpływ na jego zachowanie mają strefy spękań i nieciągłości. Dla obudowy tuneli nie stosuje się łuków stalowych, lecz przede wszystkim kotwie i torkret oraz dodatkowo beton. Szczegółowe zasady NMT można znaleźć w pracach [1,2].

W ostatnich latach dominującymi elementami obudowy tuneli stały się kotwie i torkret. Na ogół do obudowy wstępnej i ostatecznej stosuje się kotwie wklejane na zaprawie cementowej lub ładunkach żywicznych lub kotwie rurowo cienne (np. typu Swellex lub Split-Set). W zależności od warunków stosuje się sztywne kotwie prętowe bądź też kotwie linowe. Dobór typu kotwi, ich parametrów (rodzaj spoiwa, sposób zamocowania) oraz rozmieszczenia (gęstość kotwienia, długość kotwi) determinuje budowa geologiczna górotworu w miejscu budowy tunelu. Szeroki przegląd typów kotwi oraz próby opisanie mechanizmu współpracy kotwi z górotworem w świetle jego budowy geologicznej można znaleźć w pracy [7].

Do obudowy tuneli coraz częściej, zamiast torkretu stosuje się beton natryskowy wzmocniony elementami stalowymi (fibrobeton, torkret zbrojony). Zastosowanie elementów stalowych powoduje, że torkret uzyskuje większą podatność

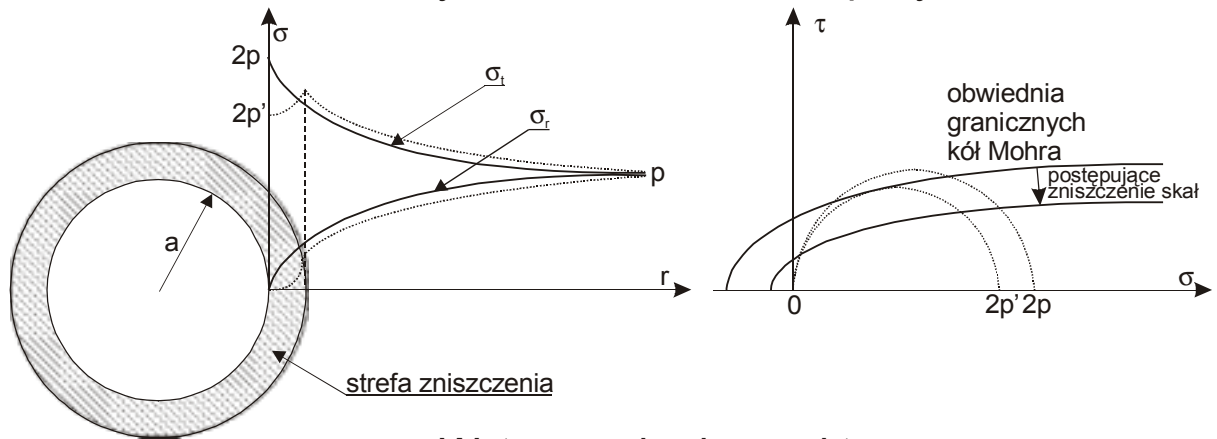


Rys.4. Porównanie charakterystyk obciążenie-przemieszczenia dla torkretu zwykłego oraz zbrojonego

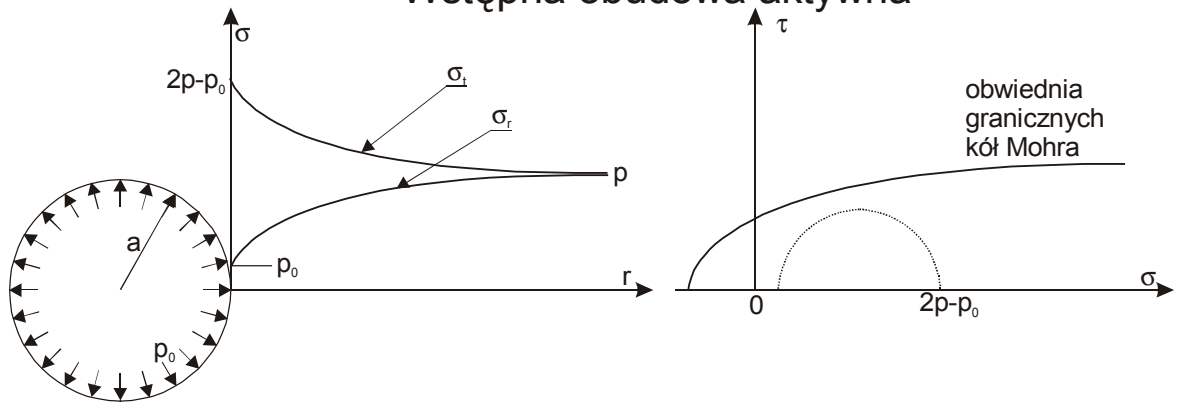
oraz wytrzymałość na rozciąganie i ściskanie. Na rys.4 przykładowo pokazano wyniki testów beleczek z torkretu zwykłego i zbrojonego poddanych ścisłaniu siłą punktowo przyłożoną. Widać z nich wyraźnie, że zastosowanie zaledwie 1 % objętości elementów stalowych typu

Dramix istotnie zmienia charakterystykę obciążeniowo-przemieszczeniową torkretu.

Tymczasowa obudowa pasywna

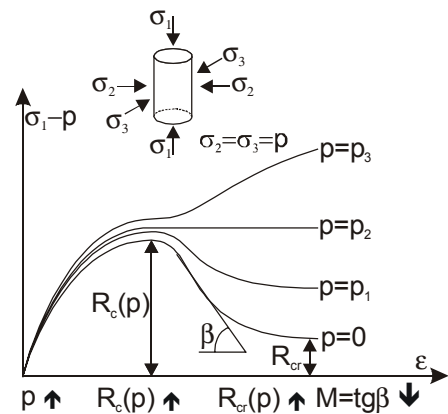


Wstępna obudowa aktywna



Rys.5. Stan naprężenia w otoczeniu tunelu w zależności od przyjętej obudowy

Należy jednakże stwierdzić, że podstawowym elementem obudowy tunelu jest otaczający górotwór. Z tego powodu trzeba w taki sposób wykonywać wyłom, aby w miarę możliwości utrzymać pierwotną wytrzymałość górotworu, a po powstaniu wyłomu nie dopuścić do powstania szczelin i spękań. Powinno się wobec powyższego dążyć do wytworzenia na konturze tunelu trójosiowego stanu naprężenia, co może być zrealizowane za pomocą założenia aktywnej obudowy wstępnej, po której w odpowiednim momencie należy założyć obudowę ostateczną. Jeżeli założymy tymczasową lub pasywną obudowę wstępną to jedynym jej zadaniem jest przeniesienie obciążeń pochodzących od strefy zniszczenia utworzonej wokół tunelu (rys.5).



Rys.6. Zmiany parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych próbek skalnej na skutek oddziaływania ciśnień bocznych

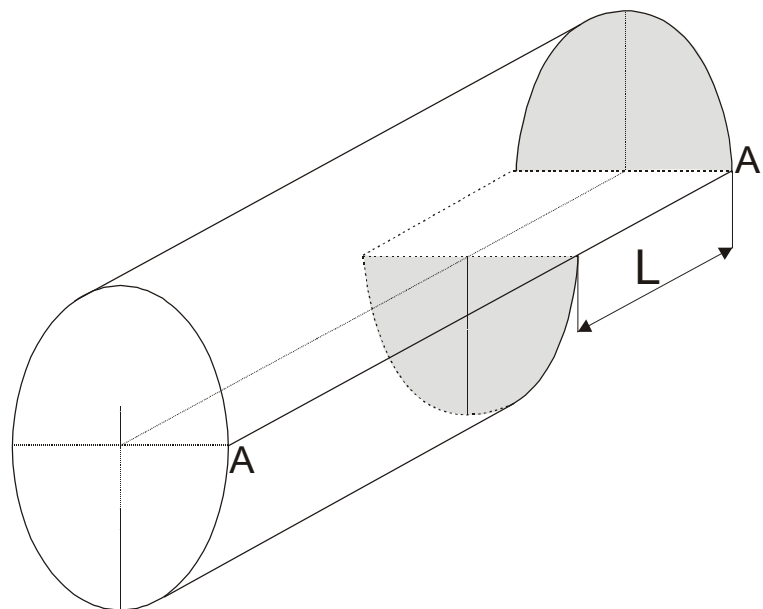
Na skutek przyjęcia wstępnej obudowy aktywnej w górotworze, w otoczeniu tunelu zachodzą dwa korzystne zjawiska. Po pierwsze, na konturze tunelu powstaje trójosiowy stan naprężenia, co powoduje istotne ograniczenie strefy zniszczenia i spękań (rys.5). Po drugie w stanie trójosiowym następuje istotny wzrost parametrów odkształceniowych i wytrzymałościowych skał otaczających tunel. Jakościowo zmiany te są przedstawione na rys.6. Proces trójosiowego ściskania próbki skalnej może z pewnym przybliżeniem symulować trójosiowy stan naprężenia na konturze tunelu wywołany instalacją obudowy. Z rys.6. widać wyraźnie, że w miarę wzrostu wartości naprężeń bocznych rośnie zarówno wytrzymałość na ściskanie jak i wytrzymałość resztkowa na ściskanie. Skała w stanie pozniszczeniowym, wraz ze wzrostem ciśnienia bocznego z kruchej staje się kruchoplastyczna lub plastyczna.

Zarówno obudowa wstępna jak i obudowa ostateczna powinny być instalowana w odpowiednim czasie. Za wczesne założenie obudowy ostatecznej jest niekorzystne gdyż nie pozwala na dostateczne odkształcenie się górotworu, co powoduje dodatkowe obciążenie obudowy. Zbyt późne założenie obudowy ostatecznej powoduje powstanie strefy zniszczenia o znacznych rozmiarach.

W trakcie wykonywania tunelu w obudowie wstępnej niezbędne jest prowadzenie pomiarów przemieszczeń konturu tunelu dla oszacowania czasu po którym należy zabudować obudowę ostateczną.

Pomiarami powinna być objęta zarówno kalota jak i cały przekrój tunelu w obudowie wstępnej i ostatecznej.

Kaloty wykonywane ze znacznym wyprzedzeniem wydłużają czas od założenia obudowy wstępnej do ostatecznej, co może prowadzić do wystąpienia zginania obudowy wzdłuż osi głównej tunelu i w rezultacie do jej zniszczenia.



Rys.7. Tunel drążony z kalotą

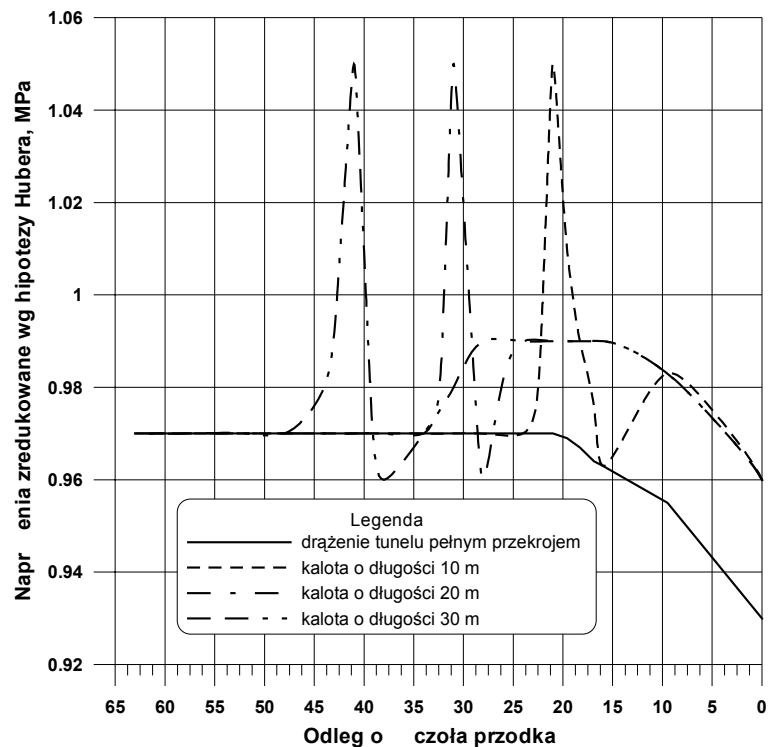
Zgodnie z powyższymi uwagami można stwierdzić, że najkorzystniejsze jest drażenie tunelu pełnym przekrojem. Potwierdzają to przestrzenne obliczenia numeryczne wykonane w pracy [11]. Porównywano tam zmiany stanu naprężenia i wyężenia wywołane prowadzeniem tunelu pełnym przekrojem i z wyprzedzeniem kalotą.

Schemat analizowanego tunelu jest przedstawiony na rys.7. Tutaj przedstawiono tylko wyniki analiz zmiany

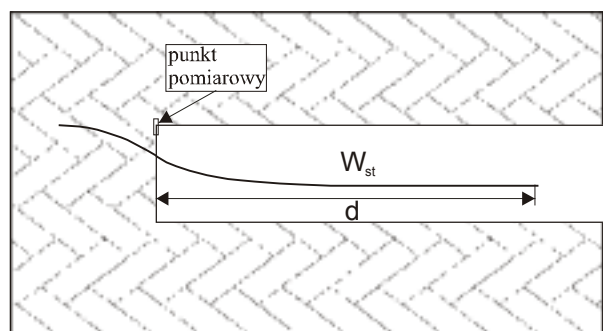
naprężeń zredukowanych wzdłuż przekroju A-A przebiegającego w ociosie tunelu (rys.8). Widać wyraźnie, że najmniejsze zmiany naprężeń zredukowanych powoduje drażenie pełnym przekrojem. Drażenie z wyprzedzeniem kalotą o różnej długości „L” (rys.7) powoduje występowanie w jej bezpośrednim otoczeniu lokalnej koncentracji naprężeń, która może mieć niekorzystny wpływ na jej stateczność.

Z tego względu, w celu właściwego wyboru czasu instalacji obudowy ostatecznej, bardzo istotne jest prowadzenie pomiarów przemieszczeń górotworu w otoczeniu tunelu. Ciekawe pomiary deformacji górotworu fliszowego w otoczeniu tuneli zaprezentowano w pracy [9]. Omówione są tam pomiary przemieszczeń pionowych stropu sztolni hydrotechnicznych w Świnnej Porębie w funkcji odległości czoła przodka. Zależność pomiędzy wartością przemieszczeń stropu sztolni W_{st} , a odległością punktu pomiarowego od czoła przodka d (rys.9) wyrażono funkcją wykładniczą w postaci:

$$W_{st} = a + be^{-cd}$$



Rys.8. Zmiany naprężenia zredukowanego w funkcji długości kaloty



Rys.9. Przemieszczenia stropu sztolni

gdzie:

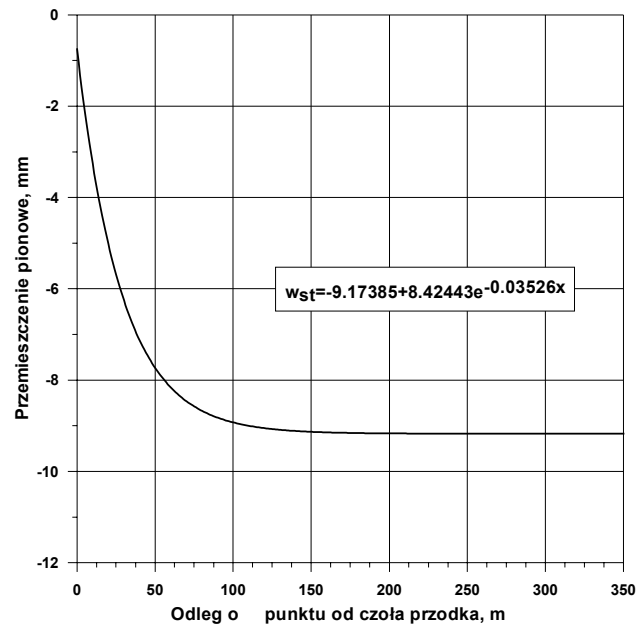
a, b, c - stałe.

Przykładową funkcję w tej postaci przedstawiono na rys.10. Widać wyraźnie, że przemieszczenia punktu pomiarowego wygaszają się po upływie około 150 dni.

5. Wpływ sprężysto-lepko-plastycznych własności górotworu na czas założenia obudowy

Dla analizy wpływu własności sprężysto-lepko-plastycznych górotworu na czas instalacji obudowy wykonano szczegółowe obliczenia numeryczne. Obliczenia wykonano za pomocą programu MRS FLAC v. 3.4 będącego w dyspozycji Katedry Geomechaniki Górniczej i Geotechniki [12].

Dla potrzeb modelowania numerycznego założono, że w górotworze wykonany jest kołowy tunel o średnicy równej 6 m na głębokości 25 m (środek tunelu). Ze względu na symetrię zagadnienia rozpatrzono tylko połowę



Rys.10. Przemieszczenia punktu L10 w stropie sztolni w Świnnej Porębie w funkcji odległości czoła przodka

tunelu. Obliczenia przeprowadzono zakładając płaski stan odkształcenia. Numeryczne modelowanie właściwej współpracy górotworu sprężysto-lepko-plastycznego z obudową tunelu jest zagadnieniem bardzo skomplikowanym. Najbardziej istotnym czynnikiem jest tutaj czas instalacji obudowy [8,24]. Często, w obliczeniach, przyjmuje się, że obudowa wstępna jest zakładana natychmiast po wykonaniu tunelu, co oczywiście jest założeniem błędnym gdyż w praktyce instalacja obudowy wstępnej odbywa się po upływie pewnego, nawet bardzo krótkiego, czasu. Tymczasem zgodnie z teorią sprężystości wiadomo, że przemieszczenia sprężyste występują natychmiast po naruszeniu pierwotnego stanu naprężenia w analizowanym układzie. Zakładając, że po wykonaniu wyłomu zachodzą przemieszczenia sprężyste, to wtedy na założoną obudowę wstępną oddziałują odkształcenia trwałe (plastyczne, kruche) zachodzące z upływem czasu (proces reologiczny). Dla

przedstawienia problemu współpracy obudowy z górotworem przeprowadzono obliczenia numeryczne dla czterech wybranych modeli górotworu.

W **modelu 1** przyjęto, że górotwór zachowuje się liniowo-sprężysto i założono, że obudowa wstępna jest instalowana natychmiast po wykonaniu wyłomu.

W **modelu 2** przyjęto, górotwór zachowuje się sprężysto-plastycznie i założono, że obudowa wstępna jest instalowana natychmiast po wykonaniu wyłomu.

W **modelu 3** obliczenia przeprowadzono dwuetapowo. W etapie pierwszym założono, że wykonano tunel bez obudowy w górotworze liniowo-sprężystym. Następnie, po sprężystym odkształceniu górotworu założono obudowę wstępną i zmieniono charakterystykę górotworu na sprężysto-plastyczną. Model ten miał nawiązywać do założenia, że w górotworze natychmiast po odsłonięciu zachodzą przemieszczenia sprężyste.

W **modelu 4** górotwór traktowano jako sprężysto-lepko-plastyczny. Rozpatrywano model, który powstał z szeregowego połączenia modelu sprężysto-plastycznego z modelem Zenera. W modelu tym rozpatrzono trzy warianty. W **wariancie 4a** założono, że tunel zostaje wykonany bez obudowy, w **wariancie 4b** założono instalację obudowy wstępnej, w **wariancie 4c** założono instalację obudowy wstępnej i ostatecznej. Należy tutaj zaznaczyć, że numeryczne modelowanie obudowy po upływie pewnego czasu wiąże się z popełnianiem pewnego, niewielkiego błędu. Błąd ten jest związany z instalacją obudowy (w postaci elementów belkowych o charakterystyce liniowo-sprężystej) po zajściu pewnych przemieszczeń górotworu sprężysto-plastycznego.

Dla wszystkich modeli założono, że tunel jest wykonywany w górotworze ciągłym, jednorodnym i izotropowym. Parametry wytrzymałościowe, odkształceniowe i reologiczne przyjęto jak dla ilów krakowieckich zgodnie z danymi z prac [18,13]. Parametry przyjęte do obliczeń zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry mechaniczne przyjęte do obliczeń numerycznych

Parametr	Wartość
moduł Younga, MPa	144
liczba Poissona	0.36
spójność, kPa	76
kąt tarcia wewnętrznego, deg	18
wytrzymałość na rozciąganie, kPa	76
ciężar objętościowy, kN/m ³	26.4
moduł sprężystości postaciowej dla modelu Kelvina, MPa	390
moduł lepkości postaciowej dla modelu Kelvina, MPa • s	7280

W tabeli 2 przedstawiono wybrane wartości przemieszczeń i naprężeń w obudowie dla

trzech pierwszych modeli górotworu.

Tabela 2. Wybrane wartości przemieszczeń i naprężeń w obudowie – modele 1,2,3.

Wielkość	model 1	model 2	model 3
przemieszczenia stropu tunelu, mm	-2.699	-2.73	-18.46
przemieszczenia ociosu tunelu, mm	3.604	3.588	-9.113
przemieszczenia spągu tunelu, mm	8.438	8.405	21.11
maksymalne naprężenia ściskające w obudowie tunelu, MPa	7.66	7.67	2.78
maksymalne osiadanie powierzchni terenu, mm	0.2888	0.2794	-5.235

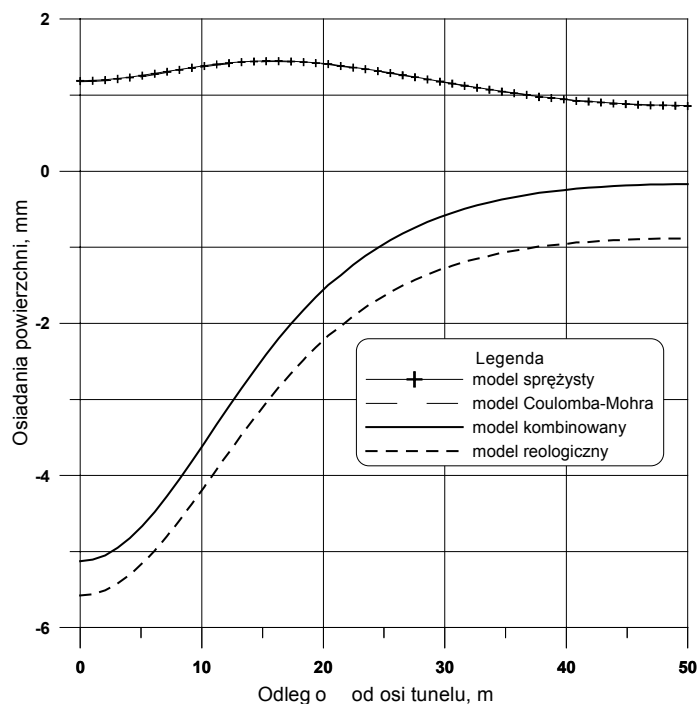
Analiza danych z tabeli 2 wskazuje, że modele 1 i 2 dają, w porównaniu do praktyki, błędne wyniki jeżeli chodzi o przemieszczenia górotworu oraz zawyżone wartości naprężeń ściskających w obudowie tunelu. Jest to skutek oddziaływania odkształceń sprężystych na obudowę.

O wiele bardziej interesujące są wyniki obliczeń modelu 3. Daje on w rezultacie rozsądne wartości przemieszczeń górotworu (rys.11) oraz naprężeń w obudowie. Trudno jest jednoznacznie określić jak duży błąd jest popełniany przy zastosowaniu schematu obliczeniowego modelu 3. Szersze stosowanie tego modelu wymagałoby weryfikacji opartej np. o pomiary przemieszczeń górotworu i powierzchni terenu w otoczeniu tunelu.

Bardzo ciekawe wyniki uzyskano z obliczeń modelu 4, w którym założono, że górotwór zachowuje się sprężysto-lepkoplastycznie. W wariantcie 4a, przy założeniu tunelu bez obudowy, w miarę upływu czasu następował gwałtowny rozwój stref uplastycznienia w otoczeniu tunelu

(rys.12). Widać wyraźnie, że największą intensywność proces ten osiągnął w przeciągu około 7 godzin. Później wzrost zasięgu stref uplastycznienia był niewielki. W wariantcie 4b założono, że po czasie 30 minut instaluje się obudowę wstępną.

Instalacja obudowy wstępnej pozwoliła na zatrzymanie procesu propagacji stref

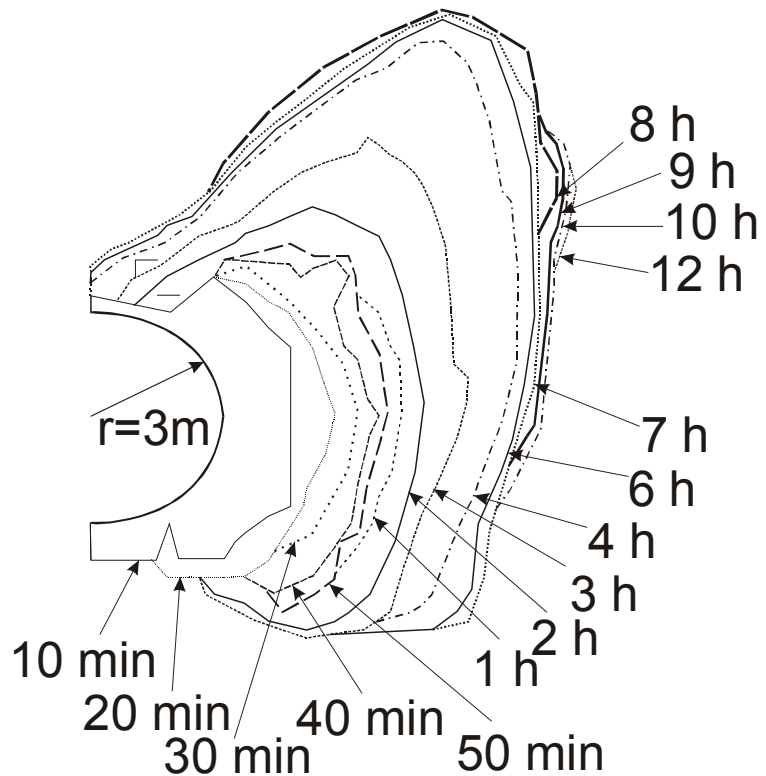


Rys.11. Osiadania powierzchni terenu w zależności od przyjętego modelu obliczeniowego.

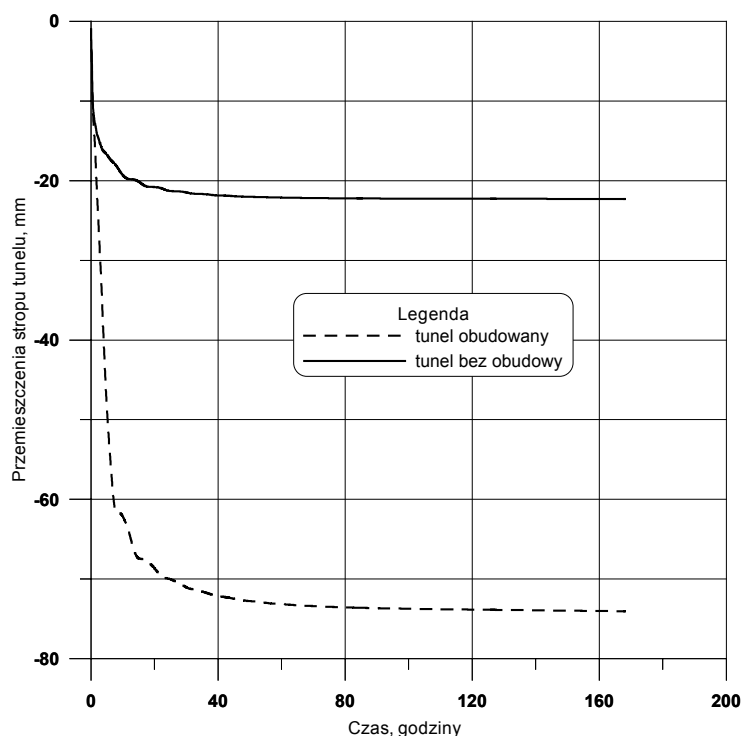
uplastycznienia oraz w znaczący sposób ograniczyła przemieszczenia w otoczeniu tunelu (rys.13). W porównaniu do tunelu nieobudowanego model 4c był rozbudowaniem modelu 4b o założenie obudowy ostatecznej.

Założono, że obudowa ostateczna jest instalowana po upływie około 3 dni od wykonania tunelu. Jej założenie nie spowodowało większych skutków przemieszczeniowych ani naprężeniowych w górotworze, ale spowodowało istotne zmniejszenie się naprężeń ściskających w obudowie ostatecznej.

Podsumowując można stwierdzić, że w celu prawidłowego określenia obciążeń na obudowę wstępną i ostateczną należy uwzględnić czas ich założenia. Duży wpływ na zachowanie się górotworu w otoczeniu tunelu ma zwłaszcza czas instalacji obudowy wstępnej. W obliczeniach nie można przyjmować, że obudowa wstępna przenosi obciążenia pochodzące od odkształceń sprężystych. Dlatego interesującą procedurą obliczeniową wydaje się być sposób modelowania przedstawiony w modelu 3. Wymaga on



Rys.12. Rozwój stref uplastycznienia górotworu w otoczeniu tunelu w funkcji czasu.



Rys.13. Przemieszczenia stropu tunelu w czasie dla przypadku bez obudowy wstępnej i z obudową wstępną.

jednak weryfikacji rzeczywistymi wynikami pomiarów. Prawdopodobnie najbliższej zbliżone do rzeczywistości są procedury symulacji numerycznej przedstawione w modelu 4. Podobnie jednak jak dla modelu 3 ostateczna weryfikacja współpracy górotworu sprężysto-lepkoplastycznego z obudową tunelu musi być oparta o pomiary in situ.

6. Podsumowanie

Dla zapewnienia stateczności wyrobiska podziemnego konieczne jest założenie obudowy o prawidłowo dobranych parametrach w odpowiednim czasie. Pomimo, że teoretycznie zagadnienie to wydaje się proste, to jednak praktyczna jego realizacja jest bardzo trudna. Jest to między innymi spowodowane złożoną budową geologiczną górotworu i słabym rozpoznaniem jego własności wytrzymałościowych i odkształceniowych. Duża ilość parametrów wpływających na opis mechanizmu współpracy górotworu z obudową pozwala sądzić, że największe nadzieje rozwiązania tego zagadnienia roszą metody numeryczne. Coraz większe moce obliczeniowe komputerów i coraz bardziej wyrafinowane programy numeryczne pozwalają na pewną dozę optymizmu.

Należy jednak podkreślić, że metody numeryczne mogą być pomocne w rozwiązywaniu problemów z zakresu stabilizacji wyrobisk podziemnych tylko wtedy, gdy prowadzone symulacje są oparte o wiarygodne dane pochodzące z badań laboratoryjnych i polowych.

7. Literatura

- [1] Barton N., Grimstad E., Aas G., Opsahl O.A., Bakken A., Pedersen L., Johansen E.D. Norwegian Method of Tunnelling. Word Tunnelling and Subsurface Excavation. June-August 1992.
- [2] Barton N. NMT support concepts for tunnels in weak rock. Tunnels and Metropolises. (edited by Negro Jr & Ferreira. A.A. Balkema. Rotterdam. 1998. str. 273-279. 1
- [3] Barton N. General report Concerning Some 20th Century Lessons and 21st Century Challenges in Applied Rock Mechanics, Safety and Control of the Environment. Proceedings of the 9th International Congress on Rock Mechanics. Vol.3. General Reports. 1999.
- [4] Bestyński Z., Thiuel K., Zabuski L. Zasady geotechnicznych klasyfikacji maszywów fliszowych. Materiały na Seminarium w Świnnej Porębie i Bielsku Białej.

- Problematyka geotechniczna przy projektowaniu i budowie tuneli hydrotechnicznych. 1988. str.12-26
- [5] Bickel J.O., Kuesel T.R., Elwyn H.K. Tunnel Engineering Handbook. Chapman & Hall. 1996.
- [6] Bieniawski Z.T. 1993. Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends. Comprehensive Rock Mechanics. Principles, Practice & Projects. (edited by J.A. Hudson) Pergamon Press. Vol.4. str.553-373.
- [7] Cała M. Wpływ budowy i własności górotworu na parametry obudowy kotwiowej wyrobisk górniczych. Praca Doktorska. Katedra Geomechaniki Górniczej i Geotechniki AGH. Kraków. 1997.
- [8] Cristescu N., Fota D., Medves E. Tunnel Support Analysis Incorporating Rock Creep. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol.24, No.6. 1987. str. 321-330.
- [9] Dynowska M. Prognozowanie deformacji górotworu fliszowego w otoczeniu tuneli. Praca Doktorska. Katedra Geomechaniki Górniczej i Geotechniki AGH. Kraków. 1999.
- [10] Grimstad E., Barton N. Updating of the Q-System for NMT. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support (edited by Kompen, Opsahl & Berg. Norwegian Concrete Association. Fagernes 1993.
- [11] Gruszka R. Wpływ własności górotworu oraz sposobu wykonania tunelu na jego stateczność na przykładzie sztolni zapory w Świnnej Porębie. Praca Doktorska. Katedra Geomechaniki Górniczej i Geotechniki AGH. Kraków 1995.
- [12] FLAC v. 3.4. Users Manual. Optional Features. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis. 1998.
- [13] Flisiak J., Mazurek J., Tajduś A. Własności reologiczne iłów krakowieckich. Górnictwo. Rok 16, z.4, str. 273-290. 1992.
- [14] Goodman R. E. Block Theory and its application. Geotechnique. Vol 45, Nr 3.1995a., str.383-423.
- [15] Goodman R.E. Block Theory and its application. Proc. of 35th U.S. Symposium on Rock Mechanics (edited by J.J.K. Daemen & R.A. Schultz). A.A. Balkema. Rotterdam. 1995b. str.3-15.
- [16] Itasca Consulting Group. <http://www.itascacg.com/icg.html>

- [17] Jakubowski J. Określania obciążenia obudowy wyrobisk w górotworze o strukturze blokowej z zastosowaniem metod statystycznych. Praca Doktorska. Katedra Geomechaniki Górniczej i Geotechniki. AGH. Kraków. 1995.
- [18] Mazurek J. Własności nadkładu i utworów podłożowych, rudy siarki i nadkładu. Górnictwo. Rok 16, z.4, str. 255-271. 1992.
- [19] Müller L. Removing misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method. Tunnels & Tunnelling. October 1978. str. 29-32.
- [20] Priest S.D. Discontinuity Analysis for Rock Engineering. Chapman & Hall. London. 1993.
- [21] Schmettow Th., Wittke W. Comparative investigations of stress distributions and displacements around shotcrete lined tunnels using the finite element and the distinct element method. Proc. of Eurock '96 (edited by G. Barla). A.A. Balkema. Rotterdam. 1996. str. 385-392.
- [22] Shanley R.J., Mathab M.A. Delineation and analysis of clusters in orientation data. Mathematical Geology. Vol.8 1976.
- [23] Stevens P. NATM: tunnelling into the future. Colliery Guardian. March 1992. str. 64-69.
- [24] Tajduś A. Utrzymanie wyrobisk korytarzowych w świetle wpływu czasu na naprężenia, odkształcenia i strefy zniszczenia w górotworze. ZN Górnictwo. AGH Kraków, nr 154. 1990.
- [25] Thiel K., Zabuski L. Deformations of the shallow tunnels in flysch rock mass. Environmental & Safety Concerns in Underground Construction (edited by Lee, Yang & Chung). A.A. Balkema. Rotterdam. 1997. str. 239-244.

Summary

This paper deals with the stability of underground openings. First part discusses the application of rock classifications which form the backbone of the empirical design approach and are widely employed in rock engineering. Then, several possible methods of rock mass analyses were presented as a function of its quality and geology. Next, some conclusions are drawn from proper understanding of interaction of rock mass with several kinds of support and reinforcement. Finally, some results of numerical calculations utilizing Finite Difference Method were presented. Interaction of preliminary support and final lining with the rock mass were studied for four different constitutive models.