Danuta Domańska

UWAGI O PROJEKTOWANIU WLOTÓW SZYBOWYCH Z WYKORZYSTANIEM TECHNIKI KOMPUTEROWEJ

MONOGRAFIA - NR 8

SERIA: INNOWACYJNE TECHNIKI I TECHNOLOGIE MECHANIZACYJNE

KOMAG

Gliwice 2010

Danuta DOMAŃSKA

UWAGI O PROJEKTOWANIU WLOTÓW SZYBOWYCH Z WYKORZYSTANIEM TECHNIKI KOMPUTEROWEJ

Autor:

Danuta Domańska – Instytut Techniki Górniczej KOMAG

Recenzent:

prof. dr hab. inż. Zdzisław Kłeczek

Komitet redakcyjny:

prof. dr hab. inż. Adam Klich
prof. dr hab. inż. Zdzisław Kłeczek
prof. dr inż. Włodzimierz Sikora

Sekretarz redakcji:

Romana Zając

Copyright by

Instytut Techniki Górniczej KOMAG, Gliwice

Praca naukowa finansowana ze środków na naukę.

ISBN 978-83-60708-43-9

Wydawca:

Instytut Techniki Górniczej KOMAG

ul. Pszczyńska 37, 44-101 Gliwice

Spis treści

		str.
1.	Wstęp	1
2.	Informacje ogólne dotyczące wlotów szybowych	2
3.	Możliwości wykorzystania programu komputerowego Robot Structural Analysis Professional dla potrzeb projektowania wlotów szybowych	4
4.	Model przestrzenny konstrukcji wlotu	7
5.	Określenie granicznego stanu nośności konstrukcji na podstawie wybranych hipotez wytężeniowych	13
6.	Analiza wyników przeprowadzonych obliczeń numerycznych i ocena bezpieczeństwa rozpatrywanych wlotów szybowych	19
7.	Podsumowanie	34
Literatura		36

1. WSTĘP

W kopalniach węgla kamiennego, szyby pełnią rolę wyrobisk kapitalnych, pozwalających na transport urobku, materiałów, przewóz ludzi oraz przewietrzanie wyrobisk podziemnych. O zapewnieniu ich stateczności decyduje zarówno rodzaj i grubość obudowy, jak również konstrukcja wlotów szybowych.

Generalnie wloty szybów klatkowych lub skipowych wykonywane są na poszczególnych poziomach kopalni lub stanowią połączenia szybów z innymi wyrobiskami pomocniczymi.

W niniejszej pracy odniesiono się do wlotów na podszybia, które z uwagi na duże gabaryty, zaliczane są do wyrobisk komorowych. Ponieważ podobnie jak szyby są one wyrobiskami długotrwałymi, użytkowanymi przez cały okres eksploatacji danego poziomu kopalni, ich projektowanie, zarówno w odniesieniu do konstrukcji obudowy jak i technologii wykonania, odbywa się z zachowaniem szczególnych zasad bezpieczeństwa.

Z uwagi na schodzenie z eksploatacją górniczą na coraz większe głębokości, będzie zachodziła konieczność głębienia nowych lub pogłębiania istniejących szybów oraz zakładania nowych poziomów wydobywczych i wentylacyjnych.

W związku z tą tendencją, w ramach niniejszej pracy poruszono zagadnienie projektowania połączeń szybów z wyrobiskami poziomymi z wykorzystaniem techniki komputerowej.

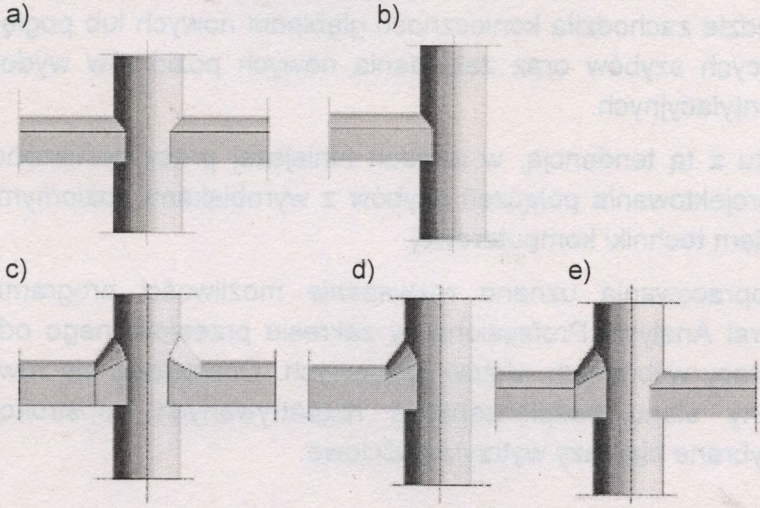
Za cel opracowania uznano rozważenie możliwości programu Robot Structural Analysis Professional w zakresie przestrzennego odwzorowania pracy wybranych wlotów szybowych. Odniesiono się również do oceny stanu bezpieczeństwa rozpatrywanych konstrukcji w oparciu o wybrane hipotezy wytrzymałościowe.

2. INFORMACJE OGÓLNE DOTYCZĄCE WLOTÓW SZYBOWYCH

Wlotami nazywamy połączenia rury szybowej z wyrobiskami najczęściej poziomymi [16]. W przypadku szybów wydobywczych, mogą być one wykonywane jako wloty do podszybi, do kanałów rurowych lub kanałów doprowadzających świeże powietrze, a w szybach skipowych – dodatkowo do komór zasobników odmiarowych, umożliwiających zasyp urobku do urządzenia wyciągowego oraz zbiorników przepadu urobku [24]. W odniesieniu do szybów pomocniczych (podsadzkowych, materiałowych, wentylacyjnych), łączą one wyrobiska pionowe np. z kanałem podsadzkowym, lunetą wentylacyjną oraz podobnie jak wyżej z podszybiami na poszczególnych poziomach.

Konstrukcja wlotów jest uzależniona od pełnionej przez nie funkcji. I tak np. wloty do podszybi można podzielić na (rys. 1) [16]:

- dwustronne poziome (rys. 1a),
- jednostronne poziome (rys. 1b),
- dwustronne nachylone (rys. 1c),
- jednostronne nachylone (rys. 1d),
- dwustronne mieszane (rys. 1e).



Rys.1. Rodzaje wlotów na podszybia

O gabarytach wlotów na podszybia decydują głównie [8]:

- liczba i wymiary urządzeń wyciągowych,
- rodzaj transportu poziomego,
- liczba poziomów załadowczych oraz poziomów do wsiadania i wysiadania ludzi,

– rodzaj transportowanych materiałów,
– rodzaj wyposażenia dodatkowego (np. rurociągi),
– względy wentylacyjne.

W przypadku szybów klatkowych, poniżej wlotów zlokalizowane są piwnice pod urządzenia przyszybowe, zaś wokół szybu często wykonywane jest również obejście dla ludzi. Przy założeniu, że szybem będą transportowane materiały długie niezbędne jest podwyższenie wlotu bezpośredniego na wysokość umożliwiającą wprowadzenie rozpatrywanych elementów do wyrobisk poziomych [8, 9, 24]. Skośne wykonanie stropu wlotu w rejonie połączenia szybu z wyrobiskami poziomymi pod kątem zazwyczaj 30÷45°, jest również korzystne z uwagi na zmniejszenie oporów przepływu powietrza.

Wloty szybowe i podszybia bezpośrednie wykonywane są na ogół w obudowie ostatecznej murowej z cegły lub betonitów, bądź monolitycznej betonowej lub żelbetowej, z zastosowaniem obudowy wstępnej np. stalowej, kotwowej lub elementów upodatniających (np. płyt pianobetonowych [11]). Można również rozważyć ich wznoszenie w obudowie prefabrykowanej [6] lub powłokowej (np. kotwowo-betonowo-stalowej). W przypadku dużych obciążeń rozpatrywanych wyrobisk, związanych z niskimi parametrami geotechnicznymi skał otaczających i dużymi gabarytami, niekiedy niezbędne jest dodatkowe wzmocnienie standardowych konstrukcji monolitycznych lub murowych np. ramami stalowymi zamkniętymi i rozporami poziomymi [8]. Wloty posiadają standardowo przekrój sklepiony, chociaż szczególnie na dużych głębokościach i w warunkach oddziaływania ciśnień deformacyjnych mogą również posiadać kształt kołowy lub owalny. Wloty szybowe są wykonywane w trakcie głębienia szybu (z dna wyrobiska) lub z pomostów roboczych po jego zakończeniu. Czynnikami decydującymi o wyborze określonego sposobu realizacji robót są przede wszystkim [4, 9]:
– rodzaj i wielkość podszybia,
– rodzaj obudowy,
– parametry geotechniczne skał,
– zawodnienie górotworu,
– organizacja procesu drążenia.

W zależności od gabarytów i wytrzymałości skał otaczających, wloty mogą być drążone [4, 16]:
– pełnym przekrojem,
– warstwami poziomymi z wybieraniem najpierw warstwy górnej, a potem dolnej lub z wcześniejszym wybieraniem warstwy dolnej,
– dwoma niezależnymi przodkami z pozostawieniem tzw. jądra skalnego.

3. MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA PROGRAMU KOMPUTEROWEGO ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL DLA POTRZEB PROJEKTOWANIA WLOTÓW SZYBOWYCH

Program Robot Structural Analysis Professional jest programem opartym na Metodzie Elementów Skończonych (MES) i umożliwia projektowanie następujących typów konstrukcji: krata płaska i przestrzenna, rama płaska i przestrzenna, ruszt, płyta, powłoka, budynek, konstrukcja w płaskim stanie naprężenia, konstrukcja w płaskim stanie odkształcenia, konstrukcja osiowosymetryczna, konstrukcja objętościowa [20].

W odniesieniu do połączenia szybu z wyrobiskami podszybia, można rozpatrywać zrzutowanie wybranego przekroju obiektu na jedną płaszczyznę i jego analizę, jako konstrukcji płaskiej lub zamodelowanie go w układzie przestrzennym. Jak już wcześniej wspomniano, w niniejszym opracowaniu postanowiono podjąć próbę przestrzennego odwzorowania pracy wlotów szybowych.

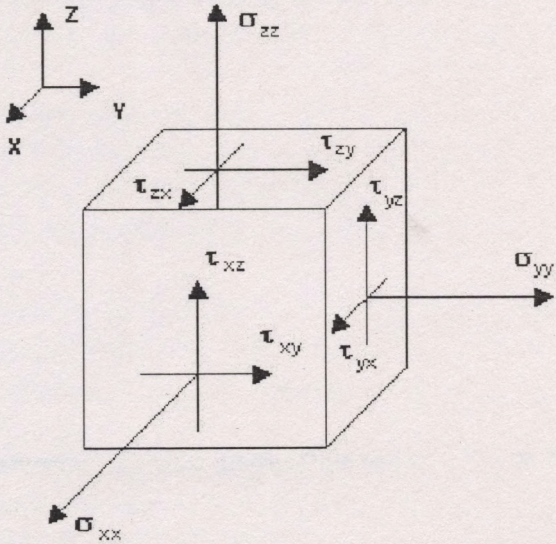
W celu realizacji tego zadania wzięto pod uwagę możliwość wykorzystania dwóch modułów obliczeniowych: konstrukcja powłokowa i objętościowa. Pierwszy z wymienionych typów konstrukcji mógłby być rozważony przy założeniu we wlocie obudowy powłokowej, a drugi sklepionej monolitycznej np. betonowej, przy czym w obydwu przypadkach zasadne byłoby zamodelowanie szybu łączącego się z wyrobiskami poziomymi jako budowli objętościowej (standardowe gabaryty obudów szybowych, znacznie odbiegają od wymiarów typowych powłok, których grubość zazwyczaj nie przekracza około 0,1 m, i dla których obowiązują określone procedury obliczeniowe [12]). W kontekście powyższego stwierdzenia, znacznym ograniczeniem zdolności obliczeniowych programu Robot Structural Analysis Professional, jest brak możliwości stworzenia modelu o geometrii odpowiadającej konstrukcji połączenia szybu z wlotem, składającego się z przenikających się lub przylegających do siebie brył i powłok. W związku z tym, w przypadku próby zamodelowania wlotu w obudowie powłokowej, należałoby przyjąć niezbędne założenie, polegające na umownym potraktowaniu obudowy szybu jako powłoki.

W niniejszej pracy stanowiącej wstęp do rozważań na temat numerycznego przestrzennego modelowania wlotów szybowych, postanowiono zająć się odwzorowaniem wlotów na podszybia szybów klatkowych wykonanych w obudowie betonowej, potraktowanych jako obiekty objętościowe, przy czym z uwagi na poglądowy charakter opracowania,

przyjęto tu uproszczenia konstrukcyjne, polegające głównie na pominięciu w modelach piwnic przyszybowych.

Modelowanie rozpatrywanego typu konstrukcji z wykorzystaniem programu komputerowego Robot Structural Analysis Professional, jest realizowane za pośrednictwem izoparametrycznych elementów skończonych objętościowych z aproksymacją pola przemieszczeń funkcjami kształtu pierwszego rzędu [20]. Z uwagi na uproszczenia wprowadzane przez metodę, związane m.in. z zastosowaniem, zarówno przy określaniu współrzędnych elementu w globalnym układzie współrzędnych, jak i jego przemieszczeń tych samych funkcji kształtu, lub z wykorzystaniem przez program liniowo-sprężystego modelu materiału w trakcie wyznaczania naprężeń powstających w konstrukcji, co nie zawsze (jak w przypadku betonu, czyli materiału nieliniowo-sprężystego), stanowi wierne odwzorowanie jego własności, uzyskane rozwiązania podobnie jak i w przypadku innych metod numerycznych, są tu obarczone pewnym błędem. Ze względu na trudności w jego oszacowaniu, jednym ze sposobów weryfikacji poprawności uzyskanych wyników przy użyciu rozpatrywanej metody MES mogą być obliczenia wykonywane przy różnych gęstościach siatek elementów skończonych [10].

Konwencja znakowania naprężeń w programie Robot Structural Analysis Professional, została przedstawiona na rysunku 2 (za dodatnie uznaje się naprężenia rozciągające [20]).



Rys.2. Konwencja znakowania naprężeń powstających w objętościowych elementach skończonych (dodatnie znaki naprężeń) [20]

Dla elementów objętościowych wyniki obliczeń są prezentowane w postaci zestawień tabelarycznych oraz jako mapy lub izolinie naprężeń i odkształceń głównych (gdy tensor naprężenia przyjmuje postać diagonalną), jak również naprężeń i odkształceń w lokalnym układzie współrzędnych (globalnie dla całego układu), którego położenie może być dowolnie definiowane przez użytkownika.

W formie graficznej i liczbowej przedstawiane są również:

- naprężenia zredukowane wg hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego,
- pierwszy niezmiennik stanu naprężenia,
- przemieszczenia w układzie lokalnym i globalnym oraz deformacja modelu.

4. MODEL PRZESTRZENNY KONSTRUKCJI WLOTU

W trakcie realizacji niniejszej pracy rozpatrzono szereg modeli połączeń szybów z wyrobiskami poziomymi, różniących się konstrukcją i sposobem odwzorowania posadowienia wyrobisk w górotworze, przy czym we wszystkich przypadkach w wyrobiskach poziomych wprowadzono obudowę betonową sklepioną. Z punktu widzenia geometrii, rozpatrzono wloty poziome i nachylone, symetryczne i asymetryczne, dwustronne oraz jednostronne o różnej grubości obudowy wyrobisk poziomych, zamodelowane razem z szybem o założonej średnicy 8,0 m i grubości obudowy 0,5 m.

Do celów obliczeniowych jako materiał konstrukcyjny założono beton klasy B20 [17] (za wyjątkiem modeli, dla których wprowadzono beton B30 celem stwierdzenia wpływu zwiększenia parametrów wytrzymałościowych materiału na stan wytężenia konstrukcji).

Do obliczeń przyjęto przykładowo wybrane przekroje wyrobisk poziomych:

- szerokość: 6,0 m,
- wysokość murów prostych: 4,0 m,
- strzałka sklepienia: 1,5 m.

Rozważono ponadto wloty nachylone pod różnymi kątami począwszy od około 20° do około 55°. W zależności od wariantu obliczeń wprowadzano stałą grubość obudowy wyrobisk poziomych wynoszącą 0,5 m oraz lokalne jej pogrubienie w strefie wlotu bezpośredniego (skosu) do 1,0 m.

W celu zunifikowania obliczeń, dla wszystkich rozpatrywanych modeli założono ich lokalizację w obrębie skał o następujących podstawowych parametrach geotechnicznych:

- charakterystyczna wartość wytrzymałości skał na ściskanie: $R_{cs}^{(n)} = 40\ MPa$,
- charakterystyczna wartość kąta tarcia wewnętrznego: $\phi_s^{(n)} = 34^o$,
- charakterystyczna wartość spójności: $c_s^{(n)} = 7\ MPa$,
- charakterystyczna wartość współczynnika sprężystości: $E_s^{(n)} = 10000\ MPa$,
- charakterystyczna wartość liczby Poissona: $\nu_s^{(n)} = 0,23$,
- charakterystyczna wartość ciężaru objętościowego zarówno skały, jak i nadkładu: $\gamma_s^{(n)} = 0,025\ MN/m^3$,
- rozmakalność według GIG: $r > 0,8$,
- podzielność: płytowa.

Rozważono ponadto, że rozpatrywane wyrobiska zalegają na głębokości: $H = 800, 400$ i 300 m.

Obciążenia obudowy szybu zostały wyznaczone na podstawie normy PN-G-05016:1997 [18], przy założeniu, że cały zamodelowany odcinek znajduje się w rejonie wpływu wlotu. Z uwagi na poglądowy charakter niniejszej pracy, nie dokonano tu przeglądu istniejących metod określania obciążeń wlotów szybowych, jak również wynikających z nich obliczeń, natomiast obciążenia wyrobisk poziomych oszacowano w oparciu o normę PN-G-05020:1997 [19]:

- na głębokości 800 m – jak dla przykładowo wybranego modelu ciśnień deformacyjnych,
- a dla głębokości 400 i 300 m – jak dla modelu Cymbarewicza.

Na głębokości 800 m wielkości te wyniosły:

- dla wlotów poziomych:
  - obciążenie obliczeniowe stropowe: $q_{0z} \approx 0,33$ MPa,
  - obciążenie obliczeniowe ociosowe (na całej wysokości ociosów przyjęto obciążenie o wartości średniej, określonej pomiędzy spągiem i stropem wyrobiska): $q_{0x} \approx 0,14$ MPa,
- dla wlotów nachylonych:
  - obciążenie obliczeniowe stropowe $q_{0z} \approx 0,36$ MPa,
  - obciążenie obliczeniowe ociosowe (na całej wysokości ociosów przyjęto obciążenie o wartości średniej, określonej pomiędzy spągiem i stropem wyrobiska): $q_{0x} \approx 0,17$ MPa,
- dla szybu: $p \approx 0,47$ MPa.

Na głębokości 400 m:

- dla wlotów poziomych:
  - obciążenie obliczeniowe stropowe $q_{0z} \approx 0,066$ MPa,
  - obciążenie obliczeniowe ociosowe (na całej wysokości ociosów przyjęto obciążenie o wartości średniej, określonej pomiędzy spągiem i stropem wyrobiska): $q_{0x} \approx 0,053$ MPa,
- dla wlotów nachylonych:
  - obciążenie obliczeniowe stropowe $q_{0z} \approx 0,071$ MPa,
  - obciążenie obliczeniowe ociosowe (na całej wysokości ociosów przyjęto obciążenie o wartości średniej, określonej pomiędzy spągiem i stropem wyrobiska): $q_{0x} \approx 0,067$ MPa,
- dla szybu: $p \approx 0,24$ MPa.

Na głębokości 300 m, dla wyrobisk poziomych i wlotów nachylonych – jak na głębokości 400 m, dla szybu – brak obciążenia.

W trakcie realizacji niniejszej pracy, rozważono szereg sposobów posadowienia wyrobisk, przyjmując ostatecznie jako wariant podstawowy ich oparcie sprężyste na górotworze. Wykorzystano w tym celu jednoparametrowy model Winklera-Zimmermanna, stosowany dla opisania posadowienia sprężystego na gruncie typowych fundamentów naziemnych konstrukcji budowlanych [21, 25]. Podłoże traktowane jako materiał jednorodny, można tu przedstawić w postaci sprężyn posadowionych od dołu na nieodkształcalnym ośrodku, które charakteryzują się określoną podatnością opisaną przez tzw. współczynnik podatności wyrażony wzorem [21]:

$$C = \frac{q}{z} \tag{1}$$

gdzie:

q – obciążenie, MPa,

z – przemieszczenie, m.

Wartość współczynnika podatności jest wyznaczana według zależności podanych przez Köglera i Scheidiga (dla stóp i belek fundamentowych) [2, 21] lub według wzoru Gorbunowa-Posadowa [21]:

$$C = \frac{E_o}{b\,(1-\nu^2)\,\omega} \tag{2}$$

gdzie:

E_0 – moduł odkształcenia ogólnego gruntu, MPa,

ν – liczba Poissona,

b – szerokość fundamentu, m,

ω – współczynnik zależny od długości fundamentu i miąższości warstwy ściśliwej.

Parametr ω jest definiowany również jako współczynnik wpływu zależny od kształtu powierzchni obciążenia fundamentu i jego sztywności oraz miejsca położenia danego punktu w obszarze pod fundamentem [25].

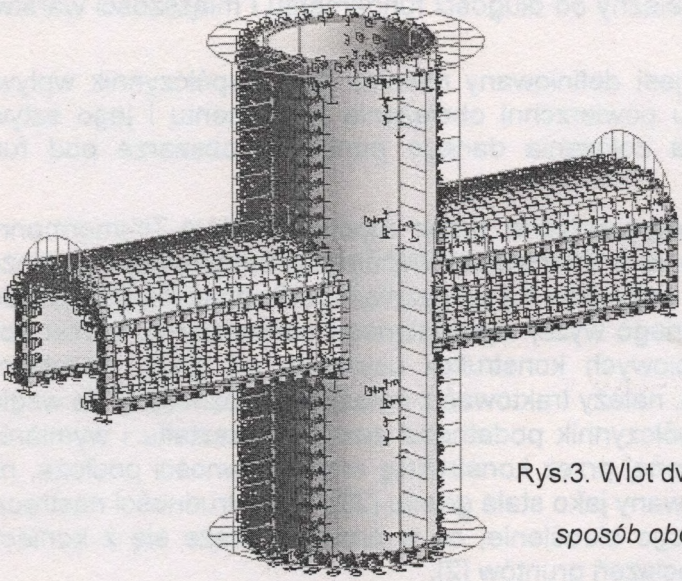
Z uwagi na wprowadzone przez model Winklera-Zimmermanna znaczne uproszczenia w interpretacji współpracy fundamentu i podłoża, polegające przede wszystkim na uzależnieniu odkształcalności posadowienia tylko od jednego wyżej wymienionego parametru C, wyniki obliczeń wytrzymałościowych konstrukcji uzyskane po takim zadeklarowaniu jej podparcia, należy traktować z należytą ostrożnością. Ze względu na fakt, że współczynnik podatności zależy od kształtu i wymiarów powierzchni obciążonej przez konstrukcję oraz sztywności podłoża, nie może być on traktowany jako stała gruntu [25]. Duże trudności nastręcza również liczbowe jego określenie, co w praktyce wiąże się z koniecznością próbnych obciążeń gruntów [2].

Ponieważ jednak w programie komputerowym Robot Structural Analysis Professional tylko deklaracja współczynnika sprężystości umożliwia modelowanie powierzchniowego podparcia sprężystego konstrukcji przestrzennych (w odniesieniu do modeli płaskich możemy to zrealizować np. przez wprowadzenie wahaczy o określonej sztywności), został on przyjęty do obliczeń przy założeniu, że uzyskane z jego wykorzystaniem wyniki są traktowane jako szacunkowe.

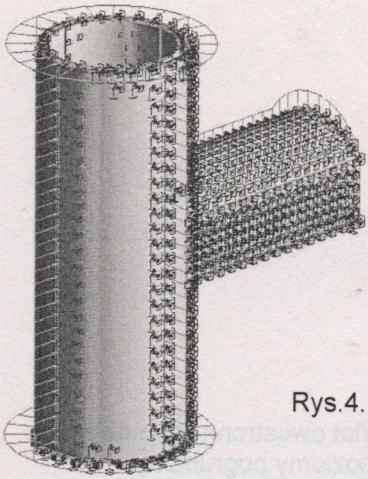
Współczynniki podatności podłoża przyjęte w trakcie opracowywania modeli połączeń szybu z wyrobiskami poziomymi, zostały wyznaczone zgodnie z wzorem (2) przy założeniu:

- posadowienia całej konstrukcji w obrębie skał o parametrach odkształceniowych: $E_s^{(n)} = 10000\ MPa$ i $\nu_s^{(n)} = 0,23$, co zostało już wcześniej określone w odniesieniu do wyznaczania obciążeń obudów,
- wprowadzenia do obliczeń w zastępstwie modułu odkształcenia ogólnego gruntu (wzór (2)) modułu sprężystości górotworu wyznaczonego zgodnie z normą PN-G-05020:1997 [19]: $E_g = 6667\ MPa$,
- przyjęcia własności odkształceniowych betonu, jak dla klasy B20 [17], tzn.:
  - moduł sprężystości: $E_{cm} = 29\ GPa$,
  - współczynnika Poissona: $\nu_c = 0,2$,
- wartość współczynnika ω dobrana w zależności od kształtu rozpatrywanej powierzchni oraz jej wielkości [20, 25].

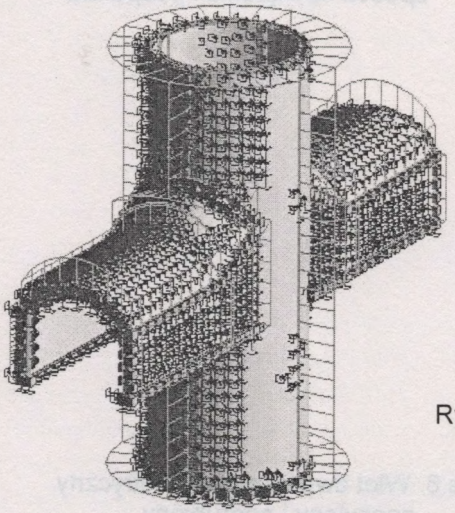
Widok przykładowych modeli wlotów rozpatrywanych w niniejszej pracy przedstawiono na rysunkach 3 do 8.



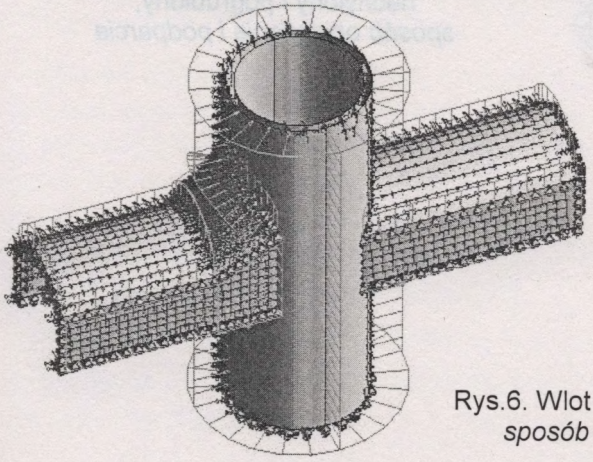
Rys.3. Wlot dwustronny symetryczny poziomy, *sposób obciążenia i podparcia*



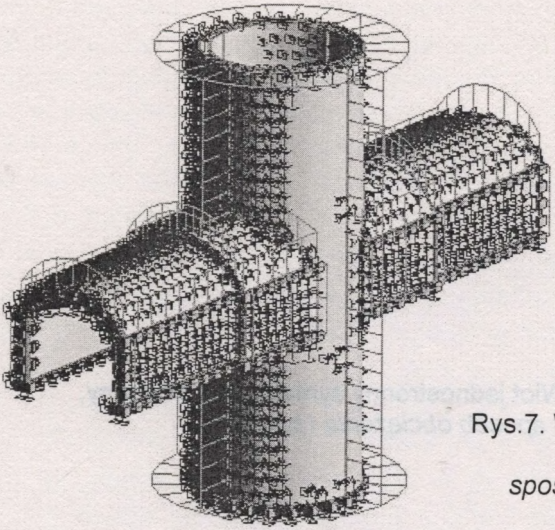
Rys.4. Wlot jednostronny symetryczny poziomy, *sposób obciążenia i podparcia*



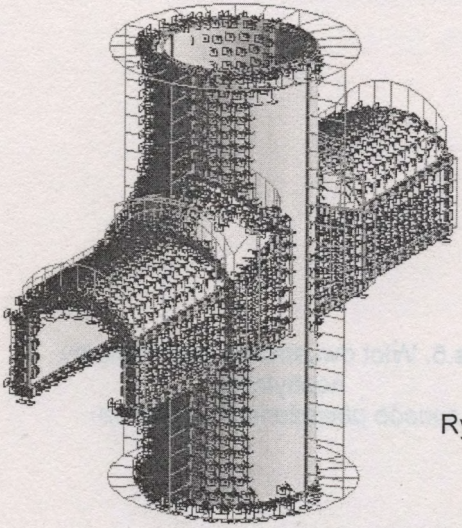
Rys.5. Wlot dwustronny symetryczny nachylony, *sposób obciążenia i podparcia*



Rys.6. Wlot dwustronny asymetryczny, *sposób obciążenia i podparcia*



Rys.7. Wlot dwustronny symetryczny poziomy pogrubiony, *sposób obciążenia i podparcia*



Rys.8. Wlot dwustronny symetryczny nachylony i pogrubiony, *sposób obciążenia i podparcia*

5. OKREŚLENIE GRANICZNEGO STANU NOŚNOŚCI KONSTRUKCJI NA PODSTAWIE WYBRANYCH HIPOTEZ WYTĘŻENIOWYCH

Z uwagi na przestrzenne zamodelowanie wlotów szybowych jako konstrukcji objętościowych, stan naprężenia w danym punkcie budowli można tu określić przez podanie jego sześciu składowych: σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz} i τ_{yz} lub naprężeń głównych σ_1, σ_2, σ_3 i ich kierunków. Jako wynik obliczeń, program Robot Structural Analysis Professional określa w tym przypadku również odkształcenia i przemieszczenia powstałe pod wpływem przyłożonego obciążenia, wartość pierwszego niezmiennika stanu naprężenia [7, 20]:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \tag{3}$$

oraz naprężenia zastępcze określone według hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego, które można przedstawić w funkcji naprężeń składowych lub naprężeń głównych [3, 7, 13, 23]:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\frac{1}{2}\left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\right] + 3\left(\tau_{xy}^{\ 2} + \tau_{yz}^{\ 2} + \tau_{zx}^{\ 2}\right)} \tag{4}$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\frac{1}{2}\left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\right]} \tag{5}$$

Dla dokonania oceny bezpieczeństwa rozpatrywanych konstrukcji wlotów, należy przyjąć określoną hipotezę wytrzymałościową (wytężeniową), przy czym wprowadzona w programie Robot Structural Analysis Professional wyżej wymieniona hipoteza Hubera-Misesa-Hencky'ego powszechnie wykorzystywana dla materiałów ciągliwych np. metali (poza stanami wszechstronnego rozciągania), nie znajduje zastosowania w odniesieniu do materiałów kruchych, jak np. beton [7].

Generalnie za istotę hipotez wytrzymałościowych uznaje się sprowadzenie dowolnego, złożonego stanu naprężenia do równoważnego mu jednoosiowego ściskania lub rozciągania [5, 14, 23]. Złożony stan naprężenia w danym punkcie, jest opisywany za pomocą pewnej umownej wartości zwanej naprężeniem zredukowanym σ_{red} (zastępczym) (np. dla hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego danej wzorami 4 i 5), które musi posiadać następujące własności [5]:

- być funkcją niezmienników tensora naprężenia: $\sigma_{red} = \sigma_{red}(I_1, I_2, I_3)$,
- można je zapisać jako funkcję naprężeń składowych: $\sigma_{red} = \sigma_{red}(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz})$,

– dla jednoosiowego stanu naprężenia jest określone macierzą: $\sigma_{red}(\sigma, 0, 0, 0, 0, 0) = \sigma$,
– dla zerowej macierzy naprężeń jest równe zeru: $\sigma_{red}(0, 0, 0, 0, 0, 0) = 0$.

Hipotezy wytrzymałościowe pozwalają na wyznaczenie tzw. wytężenia, określanego jako granica możliwości materiału do przenoszenia obciążeń lub stopień zbliżenia się do określonej granicy niebezpiecznej [5] (według pracy [14] – stopień narażenia się materiału na pojawienie się stanu niebezpiecznego).

W zależności od przyjętego kryterium wytężenia (np. największe naprężenia normalne lub styczne, graniczne wydłużenie lub skrócenie, energia odkształcenia lub inna wielkość nie posiadająca sensu fizycznego [7], hipotezy można przykładowo podzielić na [23]:

– naprężeniowe (np. krańcowego naprężenia rozciągającego Galileusza, krańcowego naprężenia stycznego Coulomba-Tresci-Guesta),
– odkształceniowe (np. krańcowego wydłużenia Saint-Venanta),
– energetyczne (np. krańcowej energii całkowitej odkształcenia Beltramiego, krańcowej energii odkształcenia postaciowego Hubera-Misesa-Hencky'ego, krańcowej energii odkształcenia objętościowo-postaciowego Burzyńskiego),
– mieszane (np. Dawydenkowa-Fridmana),
– probabilistyczne (np. Murzewskiego).

Wybór odpowiedniej hipotezy powinien być dostosowany do własności rozpatrywanego materiału, dlatego też można je również pogrupować jako [5]:

– hipotezy dla materiałów ciągliwych,
– hipotezy dla materiałów plastyczno-kruchych.

Ponieważ w niniejszej pracy rozpatrywanym materiałem konstrukcyjnym jest beton, rozważono możliwość zastosowania różnych hipotez wytrzymałościowych odnoszących się do drugiej z wyżej wymienionych kategorii.

Należy podkreślić fakt, że głównie ze względu na brak wystarczającej liczby badań, do chwili obecnej nie zostały opracowane uniwersalne zasady oceny bezpieczeństwa konstrukcji betonowych pracujących w złożonym stanie naprężenia. Tak więc, istniejące hipotezy wytrzymałościowe odnoszą się do konkretnych zakresów i konfiguracji naprężeń powstających w konstrukcji, co związane jest bezpośrednio z warunkami ich weryfikacji (kształt powierzchni granicznych oddzielających obszary pracy bezpiecznej i niebezpiecznej wprowadzanych przez poszczególne teorie, jest uzależniony od przyjętych założeń).

Na uwagę zasługuje tu m.in. hipoteza największego naprężenia normalnego Galileusza (rozwijana następnie przez Naviera, Lamé i Rankina i zmodyfikowana przez Rośa i Eichingera) mówiąca, że o wytrzymałości materiału decyduje największe naprężenie rozciągające. Hipoteza ta daje jednak wyniki potwierdzone doświadczeniami tylko w obszarach występowania naprężeń rozciągających, natomiast nie sprawdza się w przypadku ściskania, szczególnie trójosiowego [7].

Można również wymienić hipotezę największego odkształcenia podłużnego Ponceleta i Saint-Venanta, która daje dobre wyniki w przypadku, gdy graniczne wydłużenia występują w kierunku działania siły, jednak w sytuacji odwrotnej nie może służyć do właściwej oceny bezpieczeństwa konstrukcji [5].

Kryterium wytrzymałości betonu w stanie trójosiowego ściskania oparte na wynikach doświadczeń przeprowadzonych w tym zakresie, zostało przedstawione również w pracy [1]. Ograniczeniami równania jest odniesienie go do betonu żwirowego o wytrzymałości 15÷50 MPa oraz określonego przedziału naprężeń wynikającego z warunków realizacji badań stanowiących podstawę jego sformułowania.

Po analizie różnych metod wyznaczania wytężenia betonu zawartych m.in. w pracach [7 i 15], dla dokonania oceny bezpieczeństwa konstrukcji rozpatrywanych w niniejszej monografii w pierwszej kolejności wykorzystano hipotezę wytrzymałościową wywodzącą się z warunku Mohra, stanowiącego rozwinięcie teorii Coulomba, zgodnie z którą zniszczenie materiału nie zależy od wartości pośredniego naprężenia głównego σ_2. Pomimo, że ewentualny wpływ wyżej wymienionego naprężenia na ocenę bezpieczeństwa konstrukcji nie został do chwili obecnej w sposób jednoznaczny określony [15] z uwagi na fakt, że teoria Coulomba-Mohra jest powszechnie stosowana w obliczeniach wytrzymałościowych gruntów i skał, postanowiono ją również zaadaptować w odniesieniu do betonu.

Wychodząc z warunku równowagi granicznej adekwatnego do przedstawionej w punkcie 3 przyjętej konwencji znakowania naprężeń:

$$\tau = c - \sigma tg(\phi) \tag{6}$$

gdzie:

τ – naprężenie styczne, MPa,

c – kohezja, MPa,

σ – naprężenie normalne, MPa,

ϕ – kąt tarcia wewnętrznego materiału, °,

przy założeniu prostoliniowej obwiedni kół Mohra oraz idąc w kierunku bezpieczeństwa, wprowadzając jako wytrzymałość betonu na ściskanie

i rozciąganie jego wytrzymałości obliczeniowe na ściskanie i rozciąganie, rozpatrywaną teorię wytężeniową dla betonu można zapisać w postaci:

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} \le \frac{2f_{cd}^{*}f_{ctd}^{*}-(\sigma_1+\sigma_3)(f_{cd}^{*}-f_{ctd}^{*})}{2(f_{cd}^{*}+f_{ctd}^{*})} \tag{7}$$

gdzie:

σ_1, σ_3 – największe i najmniejsze naprężenie główne, MPa,

f_{cd}^{*} – wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie w konstrukcjach betonowych [17], MPa,

f_{ctd}^{*} – wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie w konstrukcjach betonowych [17], MPa.

Do użytku praktycznego, sprawdzenia wyżej wymienionego kryterium dokonywano określając współczynniki:

$$k_1 = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} - \frac{2f_{cd}^{*}f_{ctd}^{*}-(\sigma_1+\sigma_3)(f_{cd}^{*}-f_{ctd}^{*})}{2(f_{cd}^{*}+f_{ctd}^{*})} \tag{8}$$

$$n_1 = \frac{2f_{cd}^{*}f_{ctd}^{*}-(\sigma_1+\sigma_3)(f_{cd}^{*}-f_{ctd}^{*})}{(f_{cd}^{*}+f_{ctd}^{*})(\sigma_1-\sigma_3)} \tag{9}$$

gdzie: wszystkie oznaczenia – jak we wzorze (7).

Rozpatrując bezpieczeństwo konstrukcji w aspekcie wyżej wymienionego kryterium można przyjąć, że nie ulegnie ona zniszczeniu, jeżeli we wszystkich jej punktach zostaną spełnione warunki:

$$k_1 \le 0 \tag{10}$$

lub

$$n_1 \ge 1 \tag{11}$$

W przypadku, gdy zachodzi warunek: $k_1 = 0$ lub $n_1 = 1$ mamy do czynienie z granicznym stanem wytężenia materiału w danym punkcie konstrukcji (naprężenia powstające w danym punkcie spełniają równanie założonej powierzchni granicznej). Należy w tym miejscu zaznaczyć, że współczynnik k_1 był w trakcie realizacji niniejszego opracowania traktowany, jako pomocniczy wskaźnik oceny bezpieczeństwa konstrukcji, a jego wartości obliczano we wszystkich jej punktach, bez względu na konfigurację powstających tam naprężeń. Rozpatrywane kryterium, znajduje bowiem zastosowanie tylko w zakresie naprężeń głównych spełniających warunek:

$$\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} \le f_{ctd}^{*} \tag{12}$$

gdzie: wszystkie oznaczenia – jak we wzorze (7).

W związku z powyższym, wartości współczynnika n_1, który w sposób bardziej jednoznaczny niż k_1 odwzorowuje położenie danego punktu względem powierzchni granicznej, były wyznaczane tylko w punktach objętych zakresem stosowania kryterium (7), przy czym dla każdego z rozpatrywanych wariantów obliczeń, dodatkowo sprawdzano występowanie punktów niespełniających warunku (12). Istnienie tych punktów świadczących o pojawieniu się w konstrukcji dużych naprężeń rozciągających, było traktowane równoznacznie z brakiem spełnienia przez nią wymogu nośności.

Ponieważ jak już wcześniej wspomniano nie istnieje jedna teoria, za pomocą której można byłoby w sposób jednoznaczny ocenić stan bezpieczeństwa konstrukcji, w niniejszej pracy oprócz wyżej rozpatrywanej zależności (7), posłużono się jeszcze dwoma innymi warunkami wytężeniowymi.

Pierwszy z nich to kryterium wytrzymałościowe opracowane dla materiałów kruchych (jak np. beton) przez Botkina [7], które po przyjęciu, jak w przypadku warunku (7), wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie równej jego wytrzymałości obliczeniowej na ściskanie i rozciąganie, można przedstawić w postaci:

$$\left[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\right]^{1/2} \le \frac{2\sqrt{2}\,f_{cd}^{\,*}f_{ctd}^{\,*}}{f_{cd}^{\,*}+f_{ctd}^{\,*}} + \\ -\frac{\sqrt{2}(f_{cd}^{\,*}-f_{ctd}^{\,*})}{f_{cd}^{\,*}+f_{ctd}^{\,*}}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3) \tag{13}$$

gdzie:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – naprężenia główne w danym punkcie konstrukcji spełniające warunek: $\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge \sigma_3$, MPa,

pozostałe oznaczenia – jak we wzorze 7.

Podobnie jak dla teorii Coulomba-Mohra w celu sprawdzenia rozpatrywanego kryterium określono współczynniki:

$$k_2=\left[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\right]^{1/2} + \\ -\frac{2\sqrt{2}\,f_{cd}^{\,*}f_{ctd}^{\,*}-\sqrt{2}(f_{cd}^{\,*}-f_{ctd}^{\,*})(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)}{f_{cd}^{\,*}+f_{ctd}^{\,*}} \tag{14}$$

$$n_2=\frac{2\sqrt{2}\,f_{cd}^{\,*}f_{ctd}^{\,*}-\sqrt{2}(f_{cd}^{\,*}-f_{ctd}^{\,*})(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)}{(f_{cd}^{\,*}+f_{ctd}^{\,*})\left[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\right]^{1/2}} \tag{15}$$

których wartości w przypadku spełnienia przez konstrukcję wymogów bezpieczeństwa, odpowiadały analogicznym warunkom, jak dla teorii Coulomba-Mohra, tzn. wprowadzonym wzorami (10) i (11). Również po-

zostałe zasady oceny stanu bezpieczeństwa konstrukcji za pośrednictwem wyżej wymienionych współczynników odpowiadały przyjętym dla modelu Coulomba-Mohra, przy czym wartości n_2 określano tylko w punktach, dla których:

$$\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3 \le \frac{2 f_{cd}^{*} f_{ctd}^{*}}{f_{cd}^{*}-f_{ctd}^{*}} \tag{16}$$

(w punktach spoza tego przedziału, warunek stateczności konstrukcji uznawano za niespełniony).

Jeszcze jedną z hipotez rozpatrywanych w ramach niniejszej pracy, był warunek wytrzymałościowy wprowadzony przez K. i L. Hrubanow, jako adaptacja kryterium Beltramiego dla materiałów kruchych [7], który przy założeniu równości wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie z jego wytrzymałościami obliczeniowymi, można zapisać w postaci wzoru:

$$\sqrt{\hat{\sigma}_1^2+\hat{\sigma}_2^2+\hat{\sigma}_3^2-2v_c(\hat{\sigma}_1\hat{\sigma}_2+\hat{\sigma}_2\hat{\sigma}_3+\hat{\sigma}_3\hat{\sigma}_1)} \le f_{cd}^{*} \tag{17}$$

gdzie:

$\hat{\sigma}_j$ – naprężenie główne sprowadzone, które w przypadku ściskania wynosi: $\hat{\sigma}_j=\sigma_j$, zaś dla rozciągania przyjmuje wartość: $\hat{\sigma}_j=\frac{f_{cd}^{*}}{f_{ctd}^{*}}\sigma_j$, MPa, $j = 1, 2, 3$ – numer naprężenia głównego,

v_c – współczynnik Poissona betonu wg normy PN-B-03264:2002 [17],

pozostałe oznaczenia – jak we wzorze (7).

Wynikające z zależności (17) współczynniki k_3 i n_3 wprowadzone podobnie jak dla teorii Coulomba–Mohra i Botkina dla bezpośredniej oceny stopnia zagrożenia konstrukcji, przyjmują wartości:

$$k_3=\sqrt{\hat{\sigma}_1^2+\hat{\sigma}_2^2+\hat{\sigma}_3^2-2v_c(\hat{\sigma}_1\hat{\sigma}_2+\hat{\sigma}_2\hat{\sigma}_3+\hat{\sigma}_3\hat{\sigma}_1)}-f_{cd}^{*} \tag{18}$$

$$n_3=\frac{f_{cd}^{*}}{\sqrt{\hat{\sigma}_1^2+\hat{\sigma}_2^2+\hat{\sigma}_3^2-2v_c(\hat{\sigma}_1\hat{\sigma}_2+\hat{\sigma}_2\hat{\sigma}_3+\hat{\sigma}_3\hat{\sigma}_1)}} \tag{19}$$

Tak jak dla poprzednich hipotez można prognozować, że konstrukcja nie ulegnie zniszczeniu, jeżeli współczynniki k_3 i n_3 spełniają analogiczne warunki, jak wprowadzone wzorami (10) i (11).

Ze względu na ścisły związek współczynników $k_1 \div k_3$ i $n_1 \div n_3$ z wytężeniem materiału w dalszej części pracy nazywane są lokalnymi współczynnikami wytężenia.

6. ANALIZA WYNIKÓW PRZEPROWADZONYCH OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH I OCENA BEZPIECZEŃSTWA ROZPATRYWANYCH WLOTÓW SZYBOWYCH

W celu stwierdzenia, czy rozpatrywana konstrukcja spełnia kryterium wytężeniowe określone daną hipotezą wytrzymałościową, we wszystkich jej punktach wygenerowanych przez program komputerowy w trakcie tworzenia siatek ES, dla uzyskanych tam naprężeń głównych, określono wartości współczynników $k_1 \div k_3$ oraz $n_1 \div n_3$. Aby można było powiedzieć, że nie występuje zagrożenie dla bezpieczeństwa konstrukcji założono, że w żadnym z jej punktów nie powinny być przekroczone warunki wprowadzone wzorami (7), (13) i (17), definiującymi graniczny stan nośności.

Tego typu podejście do oceny bezpieczeństwa konstrukcji, mówiące o możliwości jej zniszczenia na podstawie lokalnego przekroczenia przyjętego warunku wytężeniowego, jest często uważane za rygorystyczne (a nawet w odniesieniu do konstrukcji, w których dopuszcza się miejscowe zniszczenia materiału objawiające się np. zarysowaniem, niejednokrotnie jest postrzegane jako wada metody [5]).

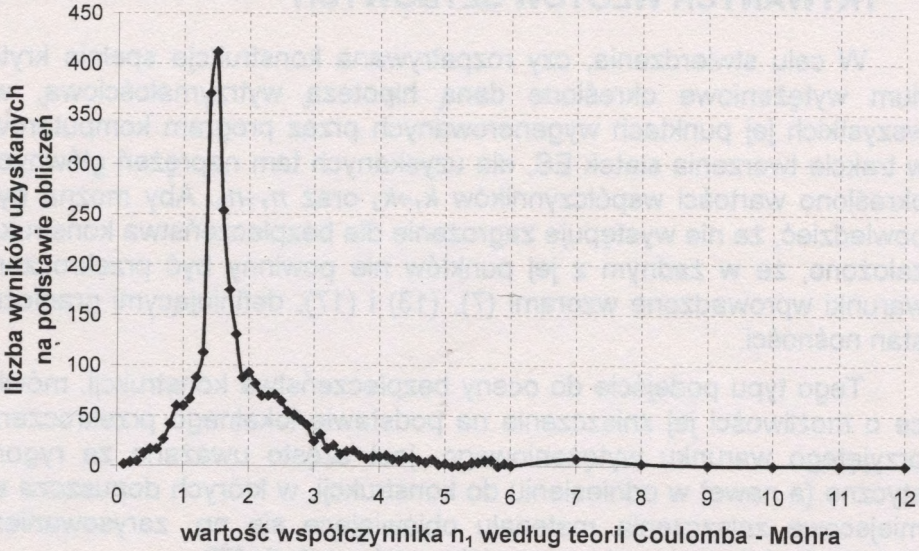
Faktycznie po przeprowadzeniu szczegółowej analizy wytężenia uzyskanego z obliczeń można stwierdzić, że tylko niewielka liczba wyników zdecydowanie odbiega swoją wartością od pozostałych, rzutując na ocenę bezpieczeństwa konstrukcji, co przykładowo przedstawiono na rysunku 9. Został tu określony rozkład wartości współczynnika wytężenia n_1 uzyskanego w oparciu o teorię Coulomba-Mohra na podstawie wzoru (9), dla przykładowo wybranego modelu wlotu dwustronnego poziomego (wzięto pod uwagę rezultaty uzyskane dla wyrobiska poziomych znajdującego się po jednej stronie szybu).

Udział punktów wydzielonych w obrębie konstrukcji w trakcie obliczeń numerycznych, gdzie wartość współczynnika n_1 była mniejsza od jedności wyniósł około 9%, liczba wyników spełniających warunek: $n_1 < 0,5$ wyniosła około 1%, natomiast tylko dwie wartości mieściły się w przedziale: $n_1 < 0,1$, w tym minimalna, przyjęta jako wynik sprawdzenia kryterium ujętego wzorem (7).

Tak więc, sposób oceny bezpieczeństwa konstrukcji na podstawie wartości i rozkładu wytężenia materiału powinien być przedmiotem dalszych rozważań, co jednak wychodzi poza zakres niniejszej pracy.

Analizując rozkłady naprężeń uzyskanych dla modeli wlotów skonstruowanych, posadowionych i obciążonych zgodnie z opisem zawartym w punkcie 4, można zaobserwować koncentrację naprężeń rozciągających w rejonie kontaktu szybu z wyrobiskami podszybia, tzn. w obrę-

bie wlotu bezpośredniego, co jest szczególnie widoczne dla wlotów nachylonych (rys. 13, 14).



Rys.9. Przykładowy rozkład wartości współczynnika n_1 według teorii Coulomba-Mohra (wzór (9)) uzyskanego z obliczeń dla modelu wlotu dwustronnego poziomego

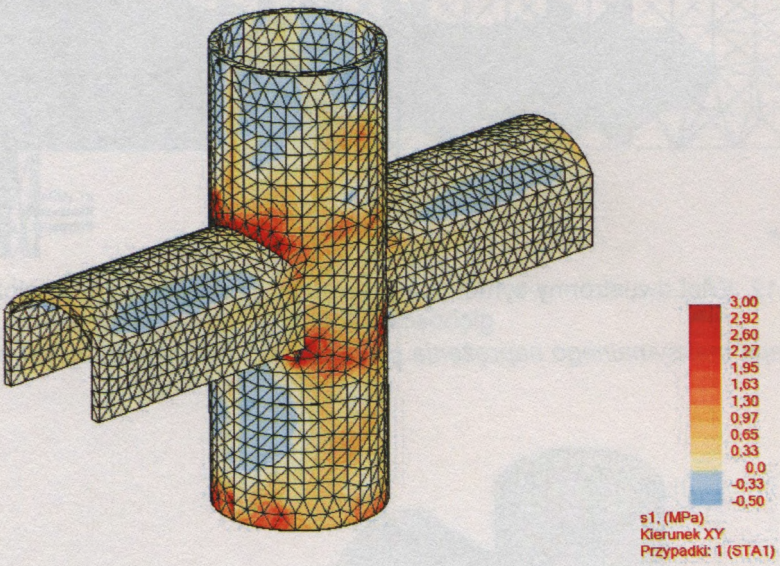
Znaczne naprężenia rozciągające σ_1 pojawiają się również w rejonie sklepienia obudowy oraz w środkowych obszarach ścian bocznych (murów prostych) (rys. 10÷12). Pewien wzrost rozpatrywanych naprężeń daje się zaobserwować także na końcu wyrobisk poziomych (rys. 11, 12, 14), co jednak jest wyłącznym efektem ich zamocowania w występującej w rzeczywistości dalszej części obudowy podszybia i nie rzutuje na wyniki uzyskane dla wlotów bezpośrednich.

Można ponadto zauważyć, że szczególnie w przypadku wlotów poziomych, większe naprężenia rozciągające σ_1 powstają w obrębie rury szybowej, niż w rozpatrywanych wyrobiskach (rys. 10). Z kolei naprężenia ściskające σ_1, powstają głównie wzdłuż połączenia ścian bocznych ze sklepieniem.

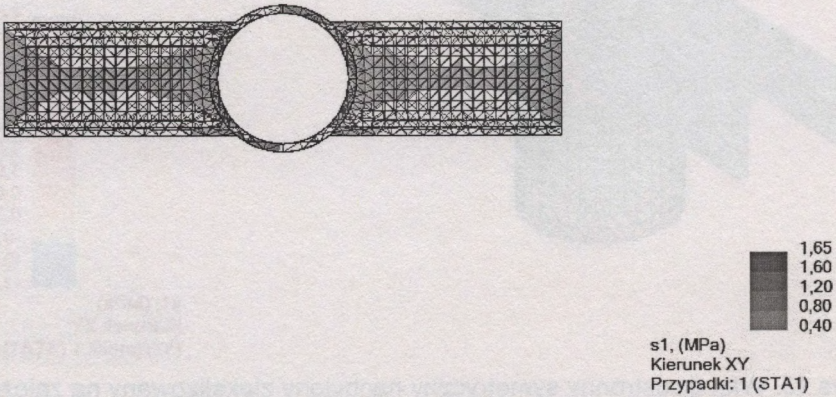
Pośrednie naprężenia główne σ_2 prezentują zarówno ściskanie, jak i rozciąganie konstrukcji, przy czym naprężenia rozciągające pojawiają się przede wszystkim w kluczu sklepienia wyrobisk i w dolnej części murów prostych (rys. 15, 16).

Z kolei naprężenia σ_3 to głównie ściskania o wartościach ekstremalnych powstających w rejonach kontaktu sklepienia wlotów z szybem oraz w obszarach połączenia murów prostych ze sklepieniem obudowy (rys. 17, 18).

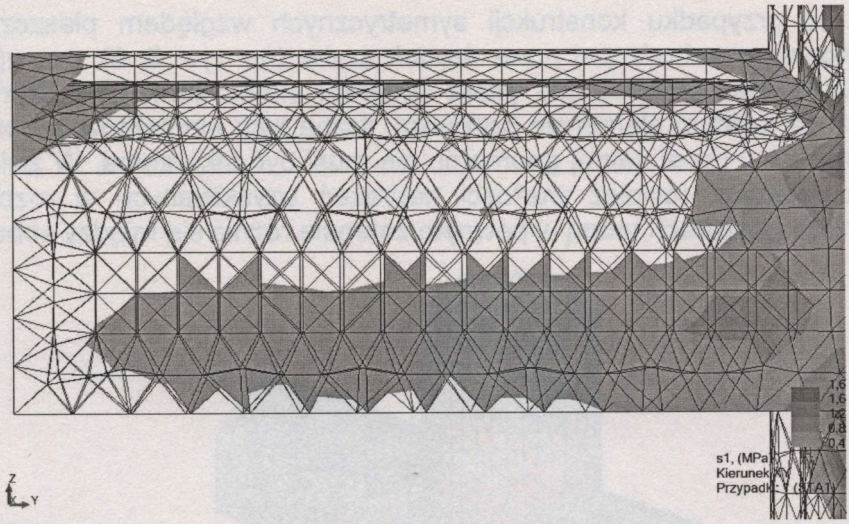
W przypadku konstrukcji symetrycznych względem płaszczyzny pionowej przechodzącej przez środek szybu (np. rys. 3, 5) z uwagi na indywidualne generowanie przez program siatki elementów skończonych na każdym elemencie bryłowym, liczba tych elementów w obrębie obszarów o takiej samej geometrii, nie musi być taka sama. W związku z powyższym, również wartości naprężeń uzyskiwanych w rozpatrywanych obszarach mogą w pewnym zakresie różnić się między sobą.



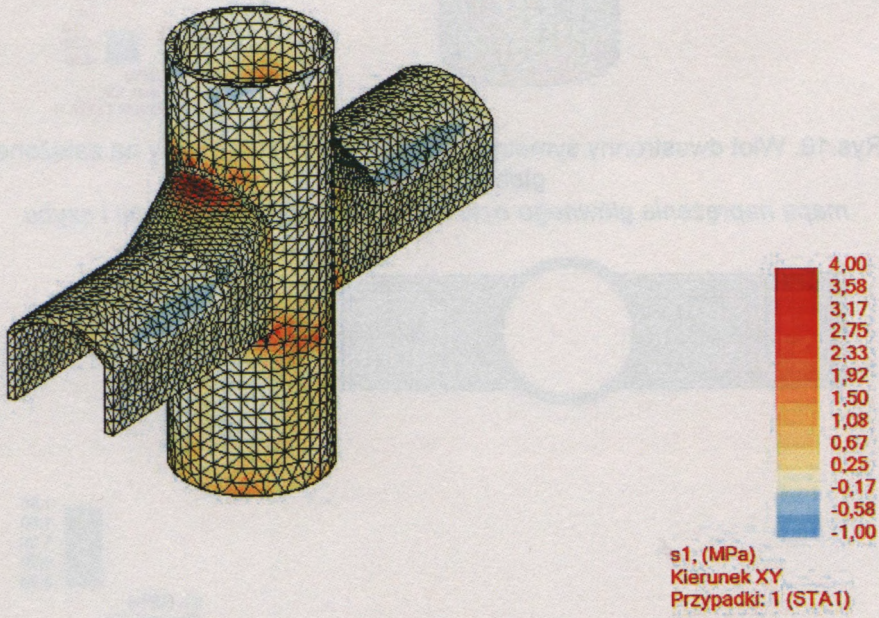
Rys.10. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężenia głównego σ_1 w obrębie wyrobisk poziomych i szybu



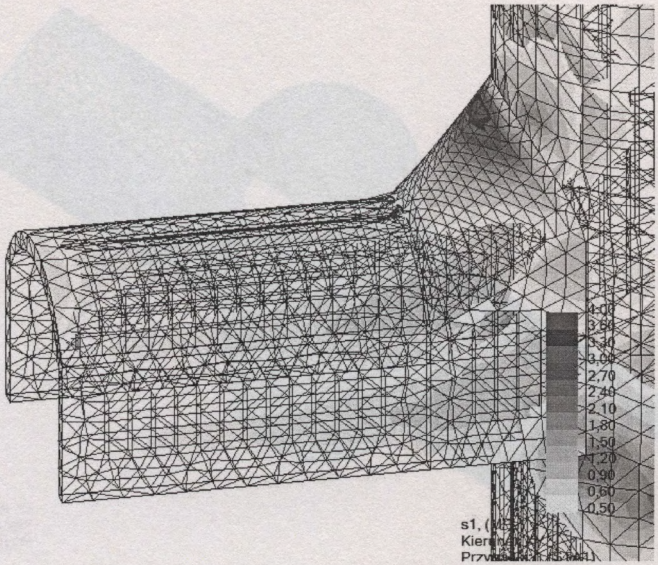
Rys.11. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa maksymalnego naprężenia głównego σ_1 - rzut na płaszczyznę xy



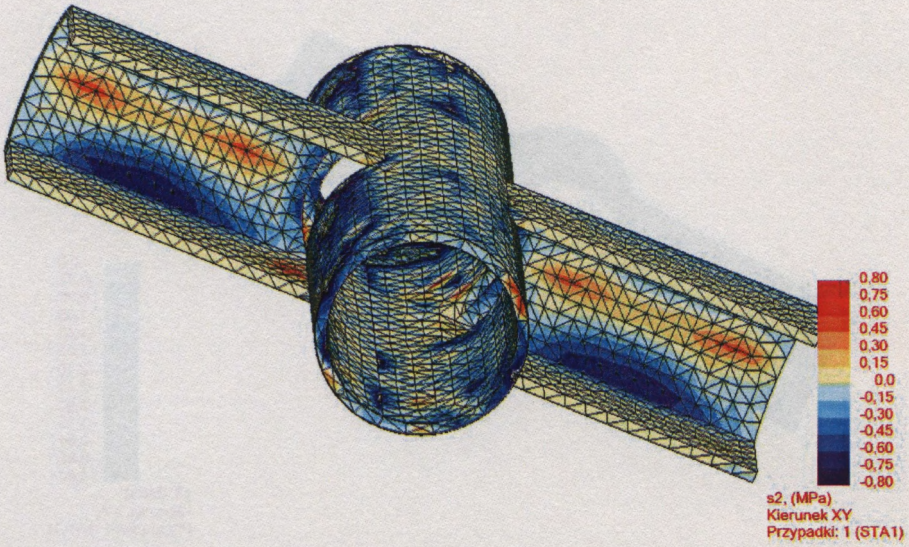
Rys.12. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa maksymalnego naprężenia głównego σ_1 - rzut na płaszczyznę zy



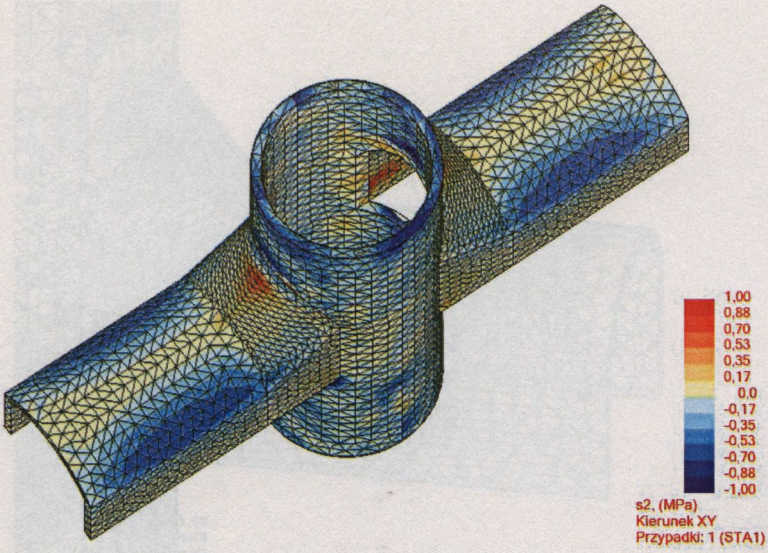
Rys.13. Wlot dwustronny symetryczny nachylony zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężenia głównego σ_1 w obrębie wyrobisk poziomych i szybu



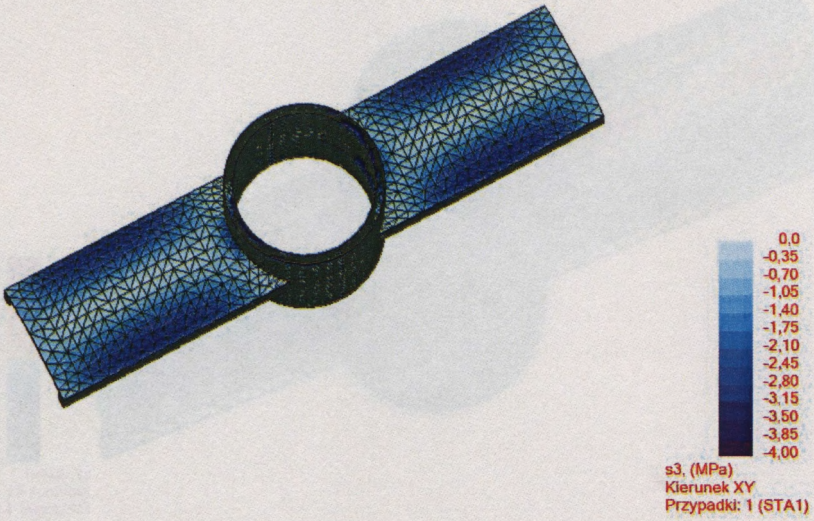
Rys.14. Wlot dwustronny symetryczny nachylony zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa maksymalnego naprężenia głównego σ_1 w obrębie wyrobisk poziomych



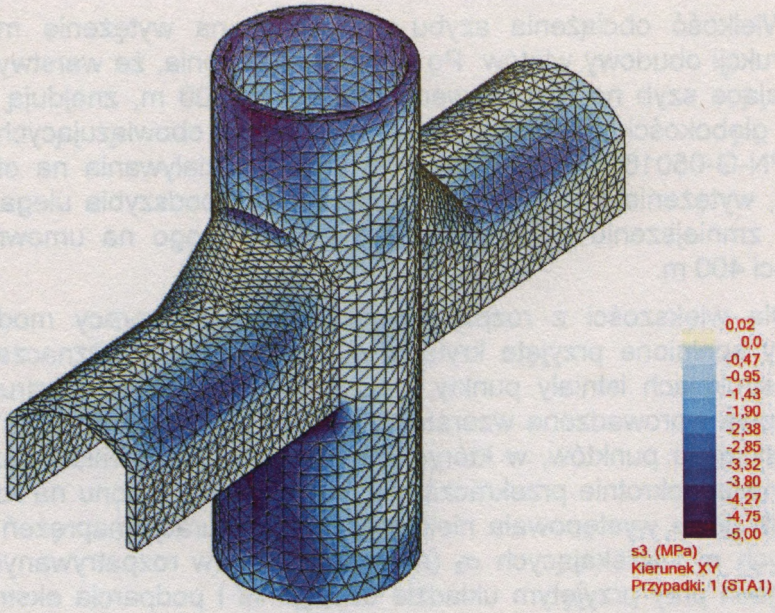
Rys.15. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężenia głównego σ_2 w obrębie wyrobisk poziomych i szybu



Rys.16. Wlot dwustronny symetryczny nachylony zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężenia głównego σ_2 w obrębie wyrobisk poziomych i szybu



Rys.17. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężenia głównego σ_3 w obrębie wyrobisk poziomych



Rys.18. Wlot dwustronny symetryczny nachylony zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężenia głównego σ_3 w obrębie wyrobisk poziomych i szybu

Pogrubienie obudowy wlotu bezpośredniego generalnie wywołuje spadek wytężenia jej materiału w stosunku do powstającego przy mniejszej grubości obmurza, przy czym proporcja ta jest zależna od rozpatrywanej hipotezy.

Wraz ze wzrostem nachylenia wyrobisk wlotu, a tym samym ich wysokością, następuje zwiększenie maksymalnych wartości naprężeń σ_1 i wytężenia materiału obudowy. W przypadku większości z rozpatrywanych modeli, naprężenia te przekraczają wytrzymałość na rozciąganie betonu B20, który jak już wspomniano w punkcie 4, został zadany w niniejszej pracy jako standardowy materiał, zarówno obudowy szybu jak i wyrobisk wlotów.

Dla większości z rozpatrywanych modeli, istnieją punkty, gdzie pojawiają się naprężenia spoza obszarów obowiązywania hipotez wytężeniowych Mohra i Hrubanow (wzory (12) i (16)). W szczególności ma to miejsce w przypadku, gdy największe naprężenia główne mają wartości przekraczające wytrzymałość betonu na rozciąganie.

W przypadku zwiększenia klasy betonu obudowy wyrobisk poziomych (klasę B20 zastąpiono przykładowo klasą B30), wytężenie materiału konstrukcji maleje, co wynika bezpośrednio z jego wyższych parametrów wytrzymałościowych.

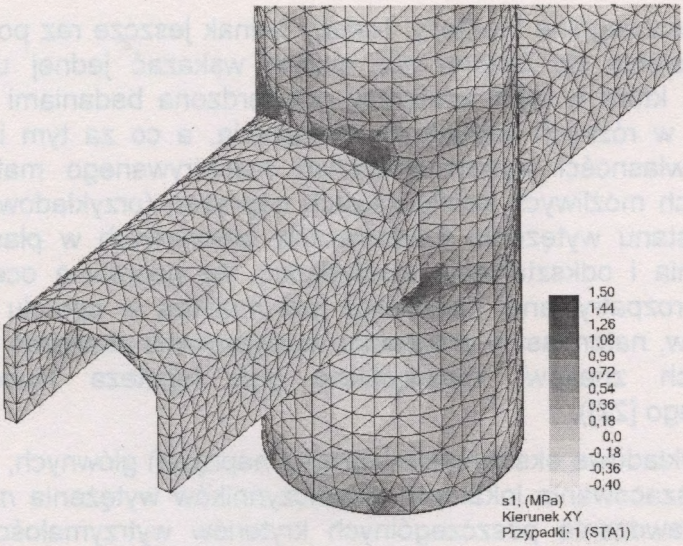
Wielkość obciążenia szybu ma wpływ na wytężenie materiału konstrukcji obudowy wlotów. Po przyjęciu założenia, że warstwy skalne otaczające szyb na rozpatrywanym poziomie 300 m, znajdują się powyżej głębokości krytycznej, czyli w myśl zasad obowiązujących w normie PN-G-05016:1997 [18] nie wywierają oddziaływania na obudowę szybu, wytężenie materiału obudowy wyrobisk podszybia ulega znacznemu zmniejszeniu w stosunku do występującego na umownej głębokości 400 m.

Dla większości z rozpatrywanych w ramach pracy modeli, nie zostały spełnione przyjęte kryteria wytrzymałościowe. Oznacza to, że w konstrukcjach istniały punkty, gdzie były przekroczone warunki wytężeniowe wprowadzone wzorami (7), (13) i (17). Odnosi się to przede wszystkim do punktów, w których naprężenia główne miały dużą wartość, niejednokrotnie przekraczającą wytrzymałość betonu na rozciąganie, lub gdzie występowała niekorzystna konfiguracja naprężeń rozciągających σ_1 i ściskających σ_3 (pojawiające się w rozpatrywanych konstrukcjach przy przyjętym układzie obciążenia i podparcia ekstremalne naprężenia ściskające, nie osiągały wytrzymałości betonu na ściskanie).

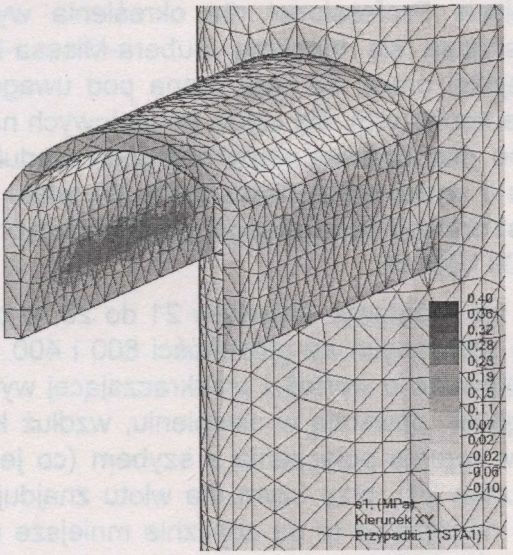
W związku z powyższym, w przypadku projektowania wlotów o analogicznej geometrii i warunkach posadowienia, należałoby ich konstrukcję zmodyfikować tak, aby przyjęte hipotezy wytężeniowe nie sygnalizowały stanu jej zagrożenia. Ponadto fakt przekroczenia w niektórych miejscach konstrukcji przyjętego warunku wytężeniowego (7), (13) lub (17) na skutek pojawiania się w obudowie wyrobisk wlotów znacznych naprężeń rozciągających, sugeruje zasadność wprowadzenia zbrojenia konstrukcji szczególnie w rejonie połączenia szybu z wlotami, gdzie wytężenie materiału jest największe.

W przypadku założenia posadowienia konstrukcji na głębokości 400 m, powstające w niej naprężenia uległy redukcji w odniesieniu do uzyskanych dla umownej głębokości 800 m, co w odniesieniu do naprężenia głównego σ_1 przykładowo przedstawiono na rysunku 19.

Jedynie po wprowadzeniu obciążeń wynikających z założonego posadowienia wyrobisk na głębokości 300 m, wytężenie materiału we wszystkich wygenerowanych punktach konstrukcji, spełniało warunki określone wzorami (7), (13) i (17). Mapa naprężenia głównego σ_1 powstającego w wyrobisku poziomym dla rozpatrywanego wariantu obliczeń, została przedstawiona na rysunku 20. Jak widać na podstawie wymienionego rysunku, w przypadku braku obciążenia szybu, maksymalne wartości naprężeń powstają nie w rejonie połączenia wyrobisk poziomych z pionowym, jak ma to miejsce dla pozostałych modeli, lecz w środkowych fragmentach murów prostych, po ich wewnętrznej stronie.



Rys.19. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 400 m,
mapa naprężenia głównego σ_1 w obrębie wyrobiska poziomego oraz szybu



Rys.20. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 300 m,
mapa naprężenia głównego σ_1 w obrębie wyrobiska poziomego

Jak wynika z poczynionych obserwacji, wartości współczynników $k_1 \div k_3$, zaś w szczególności $n_1 \div n_3$ uzyskane dla konkretnych modeli, mogą znacznie różnić się między sobą, co świadczy o rozbieżnościach w sposobie oceny stanu bezpieczeństwa konstrukcji wprowadzanego

przez poszczególne hipotezy. Należy jednak jeszcze raz podkreślić, że w odniesieniu do betonu nie można wskazać jednej uniwersalnej hipotezy, która w pełni zostałaby potwierdzona badaniami przeprowadzonymi w różnych warunkach obciążenia, a co za tym idzie, oddawałaby własności wytrzymałościowe rozpatrywanego materiału przy wszystkich możliwych konfiguracjach naprężeń (przykładowo w trakcie analizy stanu wytężenia fundamentów betonowych w płaskim stanie naprężenia i odkształcenia stwierdzono, że poprawna ocena wytrzymałości rozpatrywanej konstrukcji jest możliwa w oparciu o hipotezę Hrubanow, natomiast w przypadku występowania naprężeń normalnych zmiennych znaków, nieprzydatna jest hipoteza Hubera-Misesa-Hencky'ego [22]).

Przykładowe ekstremalne wartości naprężeń głównych, jak również wyniki oszacowania lokalnych współczynników wytężenia $n_1 \div n_3$ i $k_1 \div k_3$ oraz sprawdzenia poszczególnych kryteriów wytrzymałościowych dla wybranych modeli wlotów poziomych, różniących się między sobą grubością obudowy oraz układem obciążenia, zestawiono w tabeli 1.

Pomimo, że jak już wcześniej wspomniano, program Robot Structural Analysis Professional dla określenia wytężenia materiału konstrukcji posługuje się hipotezą Hubera-Misesa-Hencky'ego, która w ramach niniejszej pracy nie była brana pod uwagę w trakcie oceny bezpieczeństwa konstrukcji, dla celów poglądowych na rysunkach 21 do 24 przestawiono przykładowe mapy naprężeń zredukowanych uzyskanych w oparciu o wyżej wymienioną teorię dla wlotu dwustronnego poziomego i dwustronnego nachylonego, posadowionych na założonej głębokości 800, 400 i 300 m.

Jak widać na podstawie rysunków 21 do 23, w obudowie wyrobisk przyszybowych położonych na głębokości 800 i 400 m, największe naprężenia zredukowane o wartości przekraczającej wytrzymałość betonu B20 na rozciąganie, powstają w sklepieniu, wzdłuż kontaktu z murami prostymi oraz w rejonie połączenia z szybem (co jest szczególnie widoczne na rysunku 23), przy czym dla wlotu znajdującego się na głębokości 400 m naprężenia te są znacznie mniejsze niż przy lokalizacji wlotu na głębokości 800 m.

W przypadku wyrobiska posadowionego na głębokości 300 m (rys. 24), maksymalne naprężenia zredukowane osiągają wartość równą wytrzymałości betonu B20 na rozciąganie. Tak więc można stwierdzić, że w niektórych punktach konstrukcji występuje graniczny stan wytężenia, co nie miało miejsca w trakcie oceny bezpieczeństwa rozpatrywanego wlotu za pomocą hipotez danych wzorami (7), (13) i (17) (tabela 1).

Zestawienie uzyskanych z obliczeń wartości ekstremalnych naprężeń głównych oraz wyników sprawdzenia przyjętych kryteriów wytężeniowych dla wybranych modeli wlotów szybowych

Tabela 1

Wyniki obliczeń			Ogólny opis modelu			
			Wlot dwustronny poziomy zlokalizowany na gł. 800 m, stała grubość obudowy wyrobisk 0,5 m, podparcie sprężyste wyrobisk poziomych i szybu na górotworze, podparcie sprężyste - końców wyrobisk poziomych na betonie	Wlot dwustronny poziomy zlokalizowany na głębokości 800 m, obudowa wlotu pogrubiona do 1,0 m na długości około 4 m od szybu, na pozostałym odcinku obudowa wyrobisk poziomych o grubości 0,5 m, podparcie sprężyste wyrobisk poziomych i szybu na górotworze, podparcie sprężyste końców wyrobisk poziomych na betonie	Wlot dwustronny poziomy zlokalizowany na gł. 400 m, stała grubość obudowy wyrobisk 0,5 m, podparcie sprężyste wyrobisk poziomych i szybu na górotworze, podparcie sprężyste końców wyrobisk poziomych na betonie	Wlot dwustronny poziomy zlokalizowany na gł. 300 m, stała grubość obudowy wyrobisk 0,5 m, podparcie sprężyste wyrobisk poziomych i szybu na górotworze, podparcie sprężyste końców wyrobisk poziomych na betonie
1	2	3	4	5	6	7
Maksymalna wartość naprężeń głównych	σ_{1max}	MPa	1,65	1,35	0,81	0,32
	σ_{2max}		0,74	0,63	0,39	0,13
	σ_{3max}		0,13	0,06	0,07	0,02
Minimalna wartość naprężeń głównych	σ_{1min}		-0,42	-0,36	-0,22	-0,11
	σ_{2min}		-0,74	-0,69	-0,28	-0,17
	σ_{3min}		-4,28	-3,48	-1,47	-0,82
Kryterium wytężeniowe według Mohra	max wartość k_1 wg wzoru (8)	MPa	0,86	0,60	0,10	-0,36
	min wartość n_1, wg wzoru (9)		0,02	0,23	0,79	2,57
	istnienie wyników spoza zakresu stosowania kryterium		nie	nie	nie	nie
	spełnienie kryterium wg wzoru (7)		nie	nie	nie	tak

cd. tabeli 1

1	2	3	4	5	6	7
Kryterium wytężeniowe według Botkina	max wartość k_2 wg wzoru (14)	MPa	3,01	1,84	0,55	-1,01
	min. wartość n_2 wg wzoru (15)		0,01	0,03	0,46	3,01
	istnienie wyników spoza zakresu stosowania kryterium		tak	nie	nie	nie
	spełnienie kryterium wg wzoru (13)		nie	nie	nie	tak
Kryterium wytężeniowe według Hrubanow	max wartość k_3 wg wzoru (18)	MPa	11,75	7,60	1,32	-5,01
	min. wartość n_3 wg wzoru (19)		0,43	0,54	0,87	2,29
	spełnienie kryterium wg wzoru (17)		nie	nie	nie	tak

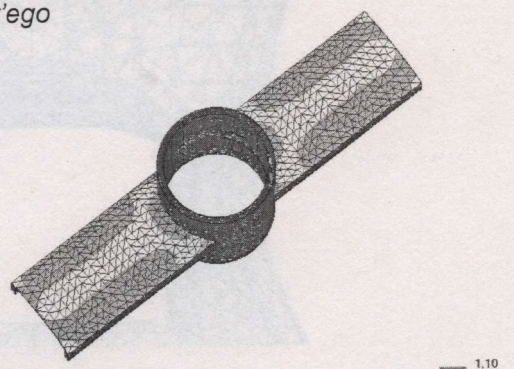
W odniesieniu do analizy stanu odkształcenia, dla wszystkich wlotów dwustronnych symetrycznych, mamy do czynienia z porównywalnym charakterem odkształceń występujących pod wpływem przyłożonego obciążenia, tzn. widoczne jest zaciskanie rury szybowej oraz deformacja wyrobisk poziomych zarówno w ich części stropowej, jak i na wysokości murów prostych (rys. 25 do 29).

Największe deformacje rury szybowej występują w kierunku prostopadłym do osi podłużnej wyrobisk poziomych (rys. 25, 27), co ma miejsce za wyjątkiem modelu o założonej lokalizacji na głębokości 300 m, gdzie szyb nie był obciążony (rys. 28, 29).

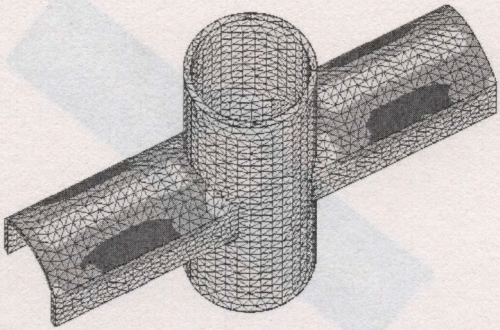
Analizując wyniki obliczeń, należy również mieć na względzie uwagi zawarte w punkcie 3, dotyczące modelowania podparcia sprężystego konstrukcji, co może rzutować na uzyskane rezultaty.

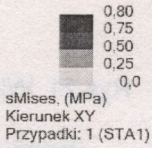
Rys.21. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężeń zredukowanych według hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego w obrębie wyrobisk poziomych

Rys.22. Wlot dwustronny symetryczny nachylony zlokalizowany na założonej głębokości 800 m,
mapa naprężeń zredukowanych według hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego

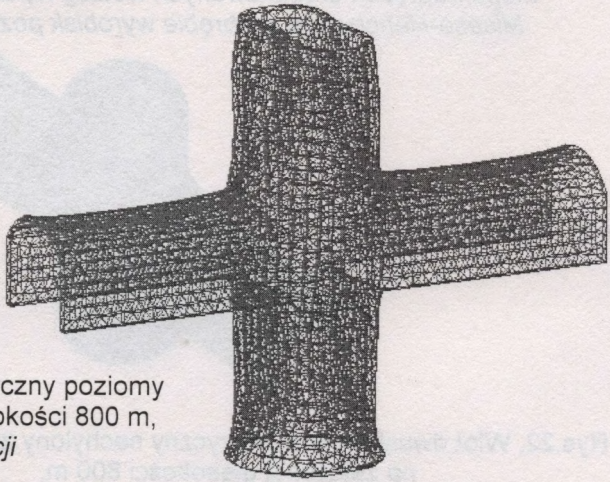


Rys.23. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 400 m,
mapa naprężeń zredukowanych według hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego w obrębie wyrobisk poziomych

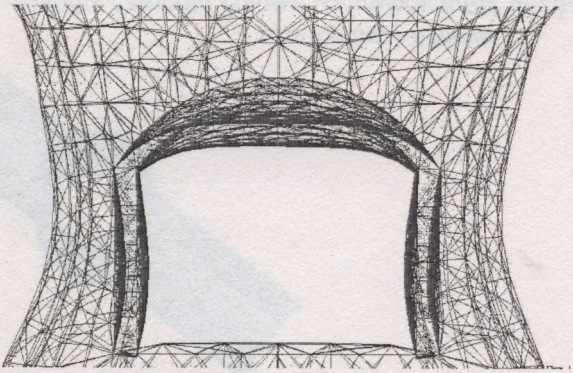




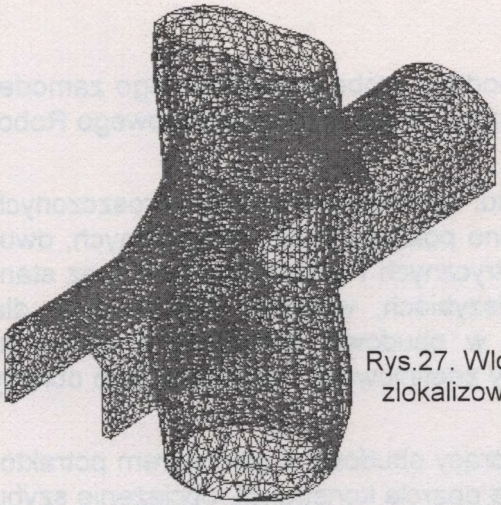
Rys.24. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 300 m, *mapa naprężeń zredukowanych według hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego*



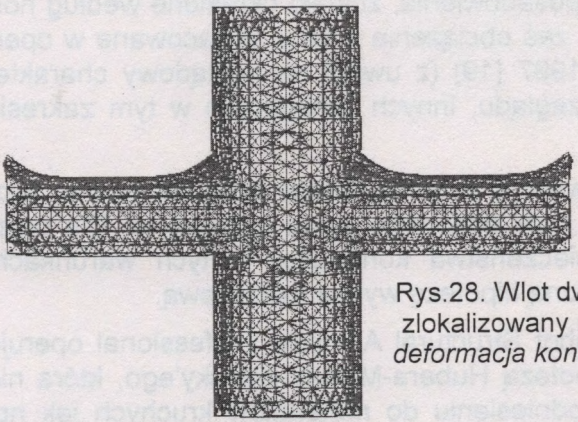
Rys.25. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m, *deformacja konstrukcji*



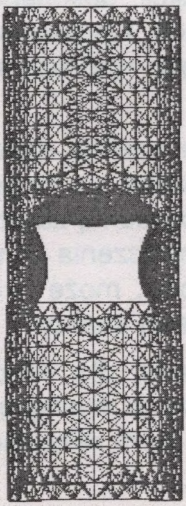
Rys.26. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 800 m, *deformacja konstrukcji – rzut na płaszczyznę zx*



Rys.27. Wlot dwustronny symetryczny nachylony zlokalizowany na założonej głębokości 800 m, *deformacja konstrukcji*



Rys.28. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 300 m, *deformacja konstrukcji – rzut na płaszczyznę zy*



Rys.29. Wlot dwustronny symetryczny poziomy zlokalizowany na założonej głębokości 300 m, *deformacja konstrukcji – rzut na płaszczyznę zx*

7. PODSUMOWANIE

W ramach niniejszej pracy podjęto próbę przestrzennego zamodelowania wlotów szybowych przy użyciu programu komputerowego Robot Structural Analysis Professional.

Dla realizacji założonego celu, opracowano szereg uproszczonych modeli wlotów szybowych, zarówno poziomych jak i nachylonych, dwustronnych, jednostronnych, symetrycznych i asymetrycznych (bez standardowo występujących na podszybiach, wyrobisk dodatkowych dla obsługi urządzeń wyciągowych) w obudowie betonowej o przekroju sklepionym. Konstrukcje te zostały zdefiniowane i obliczane jako obiekty objętościowe.

W celu odwzorowania współpracy obudowy z górotworem potraktowanym jako podłoże sprężyste dla oparcia konstrukcji, obciążenie szybu przy zadanych warunkach posadowienia, zostało określone według normy PN-G-05016:1997 [18], zaś obciążenie wlotów oszacowane w oparciu o normę PN-G-05020:1997 [19] (z uwagi na poglądowy charakter pracy, nie dokonano tu przeglądu, innych istniejących w tym zakresie metod obliczeniowych).

Bezpośrednią konsekwencją przestrzennego zamodelowania wlotów, było pojawienie się w nich złożonego stanu naprężenia. Dla przeprowadzenia analizy bezpieczeństwa konstrukcji w tych warunkach, należało zastosować określoną hipotezę wytrzymałościową.

Ponieważ program Robot Structural Analysis Professional operuje w tym zakresie jedynie hipotezą Hubera-Misesa-Hencky'ego, która nie znajduje zastosowania w odniesieniu do materiałów kruchych jak np. beton, oceny wytężenia i stanu bezpieczeństwa konstrukcji, dokonano za pomocą trzech wybranych hipotez wytrzymałościowych: Coulomba-Mohra, Botkina i Hrubanow, po wprowadzeniu określonych współczynników $k_1 \div k_3$ oraz $n_1 \div n_3$ (punkt 5).

W celu stwierdzenia, że rozpatrywana konstrukcja spełnia dane kryterium wytężeniowe założono, że w żadnym z jej punktów nie może być przekroczony graniczny stan nośności opisany odpowiednią zależnością. Ponieważ tego typu podejście do zagadnienia zniszczenia konstrukcji na podstawie lokalnego przekroczenia jej nośności, może być uważane za zbyt rygorystyczne, problem ten wymaga dalszej analizy.

Postępując zgodnie z wyżej wymienionymi zasadami, dla większości z rozpatrywanych modeli obliczeniowych, stwierdzono wystąpienie stanu zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji, przy czym wielkość

przekroczenia wytężenia granicznego w przypadku zastosowanych hipotez, była różna.

W aspekcie powyższego stwierdzenia, należy zasygnalizować kolejny problem, pojawiający się w trakcie analizy pracy konstrukcji betonowej w trójosiowym stanie naprężenia, jakim jest wybór odpowiedniej hipotezy wytrzymałościowej.

Niestety w odniesieniu do betonu, nie można wskazać jednej uniwersalnej metody, która w pełni oddawałaby jego własności przy wszystkich teoretycznie możliwych konfiguracjach naprężeń, co wiąże się przede wszystkim z ograniczonym stanem wiedzy odnośnie do zachowania się przedmiotowego materiału w różnych warunkach obciążenia.

Jak wynika z niniejszej pracy, możliwe jest przestrzenne modelowanie wlotów szybowych o określonej konstrukcji jako budowli objętościowych. Za ograniczenia programu komputerowego Robot Structural Analysis Professional w tym zakresie, należy uznać przede wszystkim określanie naprężeń w elementach objętościowych przy założeniu liniowo-sprężystego i izotropowego modelu materiału, co w pełni nie odwzorowuje własności betonu, będącego materiałem o charakterystyce nieliniowo-sprężystej i równocześnie uniemożliwia wykorzystanie go do projektowania obudów murowych jako konstrukcji bryłowych.

Pewną niedogodnością programu jest również brak możliwości stworzenia modelu o rozpatrywanej geometrii, składającego się z przenikających się lub przylegających do siebie brył i powłok, co zawęża zakres rozważanych rozwiązań konstrukcyjnych.

Podjętą w niniejszej pracy próbę zamodelowania wlotów szybowych w obudowie monolitycznej betonowej, należy traktować jako zasygnalizowanie problemu przestrzennego odwzorowania pracy rozpatrywanej konstrukcji, a nie jego kompleksowe rozwiązanie. Ze względu na przytoczone uwagi odnoszące się zarówno do samego procesu modelowania, jak i oceny bezpieczeństwa konstrukcji na podstawie rezultatów obliczeń numerycznych, analizy w tym zakresie powinny być nadal kontynuowane.

Uzyskane wyniki mają przede wszystkim znaczenie jakościowe, ale mogą również w wielu przypadkach ułatwić odpowiednie konstruowanie obudowy połączenia szybu z podszybiem bezpośrednim.

Literatura

[1] Bielawski C.: Kryterium wytrzymałości betonu w trójosiowym stanie naprężenia. Archiwum Inżynierii Lądowej. Tom XXXIII. Z. 4/1987.

[2] Biernatowski K.: Fundamentowanie. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa, 1984.

[3] Brzoska Z.: Wytrzymałość materiałów. PWN, Warszawa, 1979.

[4] Chudek M.: Obudowa wyrobisk górniczych. Część 1. Obudowa wyrobisk korytarzowych i komorowych. Wydawnictwo Śląsk, Katowice, 1975.

[5] Gawędzki A.: Mechanika materiałów i konstrukcji prętowych. Politechnika Poznańska, Alma Mater, 2003.

[6] Głuch P., Kot P.: Prefabrykowana obudowa wlotów szybowych. Opis patentowy nr 138 215.

[7] Godycki-Ćwirko T.: Mechanika betonu. Arkady, Warszawa, 1982.

[8] Kawecki Z., Wąsik J.: Zasady projektowania kopalń. Część VI. Projektowanie podszybi, komór i wyrobisk głównego odwadniania. Śląskie Wydawnictwo Techniczne, Katowice, 1993.

[9] Kostrz J.: Górnictwo. Tom VI – Wykonywanie wyrobisk. Część 3 – Pogłębianie szybów i roboty szybowe. Wydawnictwo „Śląsk", Katowice, 1972.

[10] Łodygowski T., Kąkol W.: Metoda elementów skończonych w wybranych zagadnieniach mechaniki konstrukcji inżynierskich. Politechnika Poznańska, Alma Mater, 2003.

[11] Małoszewki J., Zadrożny M. i in.: Sposób wykonywania wyrobisk górniczych zwłaszcza wlotów szybowych. Opis patentowy nr 143 296.

[12] Menyhard I.: Konstrukcje powłokowe: obliczenia statyczne i kształtowanie. Arkady, Warszawa, 1971.

[13] Murzewski J.: Bezpieczeństwo konstrukcji betonowych. Arkady, Warszawa, 1970.

[14] Orłowski W., Słowański L.: Wytrzymałość materiałów przykłady obliczeń. Arkady, Warszawa, 1978.

[15] Palotãs L.: Teorie wytrzymałości betonu w złożonym stanie naprężenia. Archiwum Inżynierii Lądowej – Tom VIII Z - 2/1962.

[16] Pękacki W.: Budownictwo górnicze podziemne. Część I. Wykonywanie wyrobisk korytarzowych i komorowych. Wydawnictwo „Śląsk", Katowice, 1971.

[17] PN-B-03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[18] PN-G-05016:1997: Szyby górnicze. Obudowa. Obciążenia.

[19] PN-G-05020:1997: Podziemne wyrobiska korytarzowe i komorowe. Obudowa sklepiona. Zasady projektowania i obliczeń statycznych.

[20] Robot Millennium: Podręcznik użytkownika. Tom 1 i 2. Firma Informatyczna Robobat sp. z o.o., Kraków.

[21] Rossiński B.: Fundamentowanie. Arkady, Warszawa, 1978.

[22] Syczewski M., Wiszniewski J.: Graniczny stan wytrzymałości fundamentów betonowych w aspekcie funkcji wytężenia. Zeszyty Naukowe - Politechniki Białostockiej. Nauki Techniczne Nr 118. Budownictwo Z. nr 14, 1998.

[23] Walczak J: Wytrzymałość materiałów oraz podstawy teorii sprężystości i plastyczności. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa-Kraków, 1977.

[24] Walewski J.: Zasady projektowania kopalń. Część V. Wydawnictwo „Śląsk", Katowice, 1965.

[25] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2008.

Uwagi o projektowaniu wlotów szybowych z wykorzystaniem techniki komputerowej

Streszczenie

W ramach pracy podjęto próbę przestrzennego zamodelowania wlotów szybowych przy użyciu programu komputerowego Robot Structural Analysis Professional.

Dla realizacji wyżej wymienionego zadania opracowano szereg uproszczonych modeli wlotów do podszybi wykonanych w obudowie betonowej sklepionej. Przeprowadzono analizę rezultatów wykonanych obliczeń numerycznych i rozważono zagadnienie oceny stanu bezpieczeństwa konstrukcji na podstawie wybranych hipotez wytrzymałościowych. Uzyskane wyniki mogą ułatwić konstruowanie obudowy połączenia szybu z podszybiem bezpośrednim.

Designing of shaft entries with use of computer technology

Abstract

An attempt of spatial modelling of shaft entries with use of Robot Structural Analysis Professional software was undertaken within the project.

A series of simplified models of entries to shaft bottoms made as vaulted concrete support was created to realize above mentioned task. Analysis of results of numerical calculations was made and a problem of assessment of safety of construction was discussed on the basis of selected strength hypotheses. Obtained results can facilitate designing of support of connection of the shaft with shaft bottom.

ISBN: 978-83-60708-43-9