ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ 1974

Seria: Górnictwo z. 64 Nr kol. 425

Marcin Borecki, Mirosław Chudek,
Józef Ledwoń

ZAGADNIENIE STATECZNOŚCI KOŁOWEJ ŚCIANKI OBUDOWY SZYBOWEJ

Streszczenie. Niezbędność wprowadzenia eksploatacji bezfilarowej pokładów węgla wywołuje konieczność przystosowania konstrukcji szybów do bardziej jeszcze złożonych warunków obciążeń, przekazywanych przez deformujący się górotwór na kołową ściankę szybu. Obok klasycznych zagadnień wytrzymałościowych, pojawiają się zagadnienia pewności konstrukcji ze względu na stateczność, szczególnie w przypadku obudowy dla dużych głębokości. W pracy rozpatrzono podstawowe schematy obciążeń kołowej ścianki obudowy szybowej, wykorzystując dane z teorii powłok oraz wskazano na konsekwencje konstrukcyjne, wynikające z analizy zagadnień stateczności. Analiza zgięciowych stanów naprężeń obudowy jest przedmiotem odrębnego opracowania.

1. Wprowadzenie

Zastosowanie cieńszych, bardziej sprężystych obudów szybowych jest związane z potrzebą obliczania obciążeń krytycznych, które mogą się okazać niższe, niż to wynika z warunku wymaganej wytrzymałości obudowy.

Proporcje grubości ścianki obudowy do średnicy szybu i jego głębokości mogą się zmieniać w dosyć szerokich granicach w sposób zmierzony. Ponadto, na skutek ewentualnych zarysowań wystąpią odcinki obudowy o różnej wysokości. Obliczeniowo wyróżniamy tutaj 3 przypadki:

- obudowa posiada kształt pierścienia o wysokości rzędu grubości ścianki,
- obudowa posiada kształt cylindra o wysokości rzędu średnicy szybu,
- obudowa posiada kształt rury o wysokości wielokrotnie większej od wymiaru poprzecznego szybu.

W zakresie teorii obudów szybowych nie ma opracowań, które można by zastosować bezpośrednio w projektowaniu obudowy i obliczać na tej podstawie odpowiednie siły wyboczeniowe.

Trzeba skorzystać z ogólnej teorii powłok, która została zapoczątkowana w matematyce jako ogólna teoria powierzchni, a następnie rozwinięta w zakresie konstrukcji budowlanych, maszynowych oraz ostatnio szeroko w technice rakietowej i dostosować ją do potrzeb podziemnego budownictwa górniczego.

Podstawowa różnica w konstrukcjach naziemnych i podziemnych ujawnia się we współdziałaniu górotworu z obudową szybową, co na ogół nie występuje w normalnych warunkach konstrukcji budowlanych i mechanicznych, gdzie

dana konstrukcja znajduje się w powietrzu lub w próżni i otoczenie zewnętrzne powłoki nie współdziała w jej pracy statycznej.

W przypadku ustroju osiowo-symetrycznego, takiego jak powłoka cylindryczna, obudowa szybu pionowego i przy równomiernym osiowo-symetrycznym obciążeniu zewnętrznym przemieszczenia sprężyste lub sprężysto-plastyczne są jednakowe na danym poziomie. Wówczas powłokę w górotworze można traktować jako swobodną i siły krytyczne obliczać dla tych uproszczonych warunków.

Przy obciążeniach niesymetrycznych założenie takie jest już nieodpowiednie i trzeba wymagać uwzględnienia cech sprężystych górotworu, właściwych dla danego problemu.

W opracowaniu niniejszym podane są wyjaśnienia ogólne dotychczasowych metod obliczania obciążeń krytycznych i rozpatruje się podstawowe schematy obciążeń, tj.:

- obciążenia boczne, pochodzące od parcia górotworu,
- obciążenia podłużne, wywołane ściskaniem rury,
- obciążenia skręcające, wywołane przestrzennymi deformacjami górotworu,
- obciążenia zginające, wywołane wpływami eksploatacji górniczej.

2. Stateczność statyczna walcowych powłok kolistych w zakresie sprężystym

Stateczność może być rozpatrywana przy powolnym narastaniu sił zewnętrznych. Jest to tak zwana stateczność statyczna, w odróżnieniu od stateczności dynamicznej, gdy obciążenie jest zmienne w czasie i może narastać w sposób nagły.

2.1. Pierścień sprężysty

Wydzielmy z całej rury szybowej pierścień o wysokości jednostkowej, obciążony równomiernie obciążeniem zewnętrznym o wielkości p (rys. 1). Obciążenie krytyczne oblicza się ze wzoru [7]:

$$p_k = 3\,\frac{EJ}{a^3} \tag{1}$$

Wzór (1) jest ważny dla współczynnika Poissona $\nu = 0$.
W ogólności

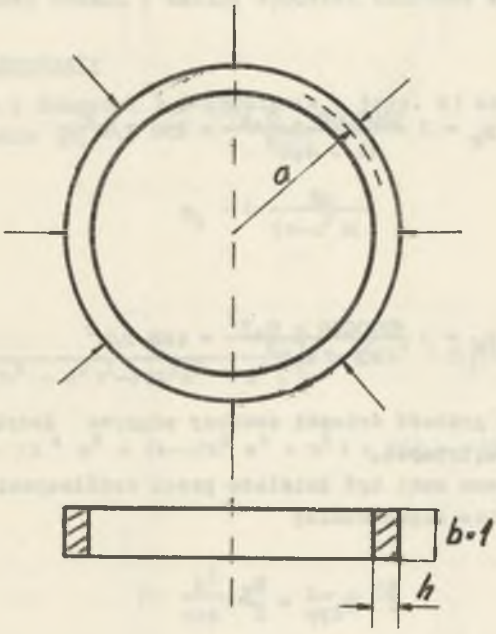
$$p_k = \frac{D}{a^3} \tag{2}$$

jeśli sztywność płytową oznaczamy jako D

$$D = \frac{EH^3}{12(1-\nu^2)} \tag{3}$$

gdzie:

h – grubość ścianki,
ν – współczynnik Poissona.



Rys. 1

Współczynnik Poissona dla betonu w zakresie naprężeń dopuszczalnych jest zawarty w granicach

$$\nu = 0,1 \div 0,2 \tag{4}$$

Stąd

$$\nu^2 = 0,001 \div 0,04$$

Wobec faktu, że moduł sprężystości E jest ustalony z małą dokładnością można nie uwzględniać wpływu ν na sztywność obudowy i obliczać obciążenie krytyczne z prostego wzoru (1).

Widoczne jest jednak, że zwiększenie współczynnika ν, czyli większe uplastycznienie materiału wpływa korzystnie na wielkość przenoszonych obciążeń bocznych.

Przykład 1

Przyjmijmy

$a = 4{,}0$ m

$E = 100000$ kG/cm^2 = 1000000 T/m^2

$h = 0{,}4$ m

$b = 1{,}0$ m

$$p_k = 3\,\frac{1000000 \cdot 0{,}4^3}{12 \cdot 4{,}0^3} = 250 \text{ T/m}^2$$

Przyjmując

$h = 0{,}5$ m

$$p_k = 3\,\frac{1000000 \cdot 0{,}5^3}{12 \cdot 4{,}0^3} = 488 \text{ T/m}^2$$

Widoczne jest, że grubość ścianki obudowy odgrywa decydującą rolę w przenoszeniu sił zewnętrznych.

Obciążenie krytyczne musi być dzielone przez współczynnik pewności S, aby otrzymać obciążenie dopuszczalne

$$p_{dpp} = \frac{p_k}{S} \tag{5}$$

Dla betonowej obudowy szybowej, narażonej na ściskanie i zginanie można przyjąć jako minimalny dla konstrukcji żelbetowej

$$S_{min} = 1{,}8 \tag{6}$$

W innych konstrukcjach współczynnik ten jest przyjmowany w granicach 2 ÷ 3.

Wzór (2) może być też napisany w następującej postaci:

$$p_k = \frac{E}{4(1-\nu^2)}\left(\frac{h}{a}\right)^3 \tag{7}$$

Widoozne jest, że oboiążenie krytyozne jest wprost proporojonalne do modułu E oraz zależy od sześcianiu stosunku grubości ścianki h do promienia środkowej powierzchni obudowy a.

Uplastyoznianie obudowy wpływa nieznaoznie na podwyższenie wielkości siły krytycznej. Nawet dla skrajnie dużej wartości $\nu = 0,5$ iloczyn $4(1-\nu^2) = 3$. Czynnik uplastyoznienia obudowy ($\nu \to 0,5$) na wielkość oboiążeń krytyoznych wywiera więc wpływ całkiem znikomy w zakresie realnych wielkości współczynnika ν.

Podstawowe znaczenie ma stosunek $\frac{h}{a}$ i w pewnym stopniu moduł E, do którego p_k jest wprost proporojonalne.

Z przykładu liczbowego jest widoczne, że małą grubością ścianki można łatwo podwyższyć oboiążenie krytyczne, co w konsekwencji nie wymaga stosowania do obudowy betonu o nazbyt wysokich modułach sprężystości.

2,2. Cylinder sprężysty

Dla cylindra o długości l i promienia a (rys. 2) oboiążenie krytyczne obliczamy ze wzoru [8]

$$p_k = k \frac{Eh}{(1-\nu^2)a} \tag{8}$$

gdzie:

$$k = \frac{1}{m^2(\lambda^2 + m^2)^2 - (3\lambda^2 m^2 + m^4)} \Big\{ (1-\nu^2(\lambda^4 + \beta\big[(\lambda^2 + m^2)^4 - 2(\nu\lambda^6 + 3\lambda^4 m^2 + (4-\nu)\lambda^2 m^4 + m^6) + 2(2-\nu)\lambda^2 m^2 + m^4\big]\Big\} \tag{9}$$

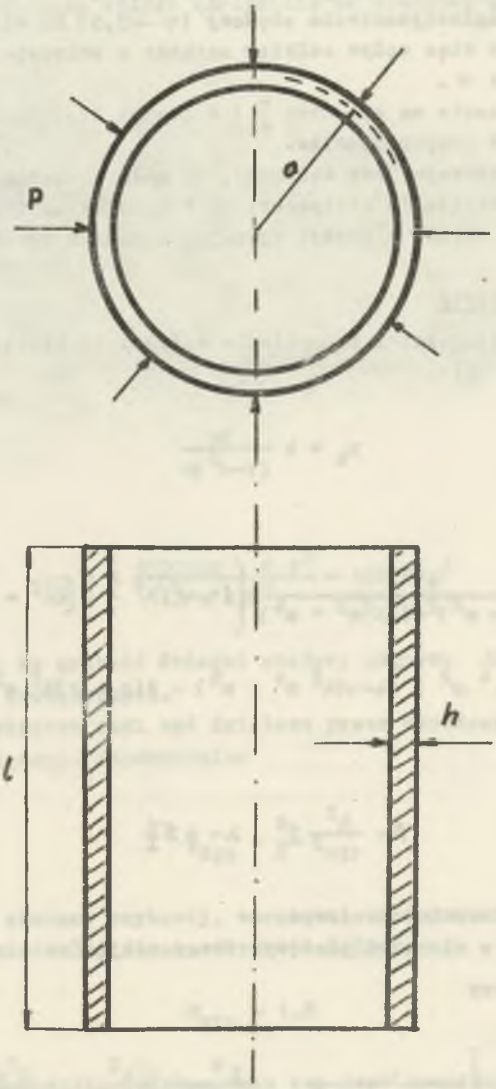
przy czym

$$\beta = \frac{h^2}{12a^2} \qquad \lambda = n\pi\frac{a}{l}$$

m – liczba fal w kierunku obwodowym,
n – liczba pól jak w kierunku pionowym (tworzącej).

Dla m = 1 otrzymujemy

$$p_k = \frac{EH}{an^2}\left[\frac{1}{\left(1 + \frac{l^2 n^2}{a^2 \pi^2}\right)^2} + \frac{\pi^4}{12(1-\nu^2)} \frac{a^2 h^2}{14} \left(1 + \frac{l^2 n^2}{a^2}\right)^2\right] \tag{10}$$



Rys. 2

gdzie:

w każdym poszczególnym przypadku, a ma być taka liczba całkowita, aby p_k przyjmowało najmniejszą wartość.

Wzór (10) można stosować dla

$$l < 8a \qquad n > 3 \tag{11}$$

Dla powłok dłuższych należy stosować wzory dotyczące rur, tj. dla $l \to \infty$ Uwzględnienie nieliniowości prowadzi do obliczenia dolnej siły krytycznej gdyż wzór (10) odnosi się do górnej siły krytycznej.
Z analiz liczbowych wynika, że

$$p_{dolne} = 0{,}7 \div 0{,}8\ p_{górne} \tag{12}$$

W obliczeniach praktycznych zawsze należy brać pod uwagę dolne obciążenie krytyczne.
Wzór (12) jest ważny w zakresie [11]

$$\frac{a}{h} < 250$$

2.3. Rura sprężysta

Ze wzoru (10) dla $l \to \infty$ otrzymuje się wielkość bocznego zewnętrznego obciążenia krytycznego

$$p_k = \frac{E}{4(1-\nu^2)} \left(\frac{h}{a}\right)^3 \tag{13}$$

a więc identycznego ze wzorem (6) miarodajnym dla pierścienia. Powstają więc z mocy te same uwagi dla rury szybowej, co dla pierścienia o jednostkowej wysokości.

W pracy [9] obliczona została wartość górnego ciśnienia krytycznego walcowej powłoki kolistej o brzegach utwierdzonych poddanej działaniu wszechstronnego ciśnienia zewnętrznego.

Funkcję przemieszczenia radialnego w przyjęto w postaci

$$w = w_0 \sin^2 \frac{\pi x}{l} \cos \frac{ny}{a} \tag{14}$$

gdzie:

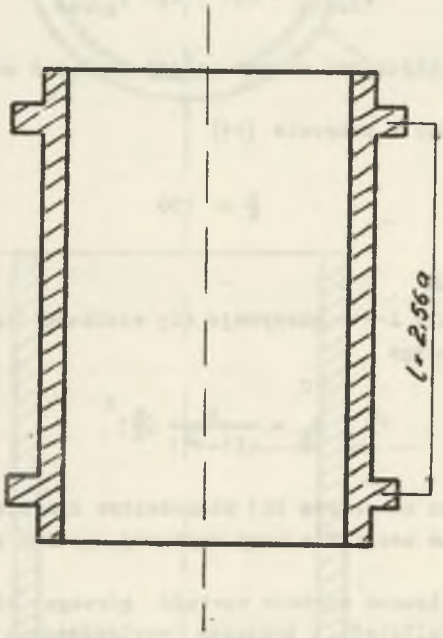
l – długość rury szybowej,

w_0 – równomierne przemieszczenie promieniowe.

Wielkość obciążenia krytycznego oblicza się ze wzoru:

$$p_k = \frac{\frac{D}{2}\left[8\left(\frac{\pi}{l}\right)^4 + 4\left(\frac{\pi}{l}\right)^2\left(\frac{m}{a}\right)^2 + \frac{3}{2}\left(\frac{m}{a}\right)^4 + \frac{4E\left(\frac{\pi}{l}\right)^4 h}{\left[\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 + \left(\frac{m}{a}\right)^2\right]^2 a^2}\right]}{\frac{3}{4}a\left(\frac{m}{a}\right)^2 + \frac{1}{2}a\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 - \frac{3}{4a}}$$

Wielkość p_k rośnie, gdy mianownik wyrażenia (15) maleje. Przy tym nie może on wykazywać wartości ujemnych.



Rys. 3

Najkorzystniejsza odległość usztywnień poziomych przy równomiernym obciążeniu bocznym, dla m = 0 wynika przy zerowaniu się mianownika wyrażenia (15).

Otrzymuje się wówczas

$$l = 2{,}56\ a \qquad (16)$$

Oznacza tę zależność rys. 3.

Wynik podany we wzorze (16) ma praktyczne znaczenie przy ustalaniu ewentualnych wzmocnień ścianki obudowy w postaci poziomym pierścieni usztywniających.

3. Stateczność statyczna rury w ośrodku sprężystym

Załóżmy, że górotwór otaczający rurę szybową posiada w kierunku poziomym podatność sprężystą $C\left[\frac{T}{m}\right]$.

Wprowadzając odkształconą w kierunku obwodowym

$$w = w_o \sin \frac{my}{a} \tag{17}$$

dla n = 2 można wyprowadzić następującą – jako wynik własnych wyrobów – zależność na wielkość obciążenia krytycznego:

$$p_k = \frac{E\,h^3}{36\,a^3\,(1-\nu^2)}\left[9 + \frac{C}{Eh}\left(12 - \frac{h^2}{a^2}\right)\right] \tag{18}$$

Dla C = 0 czyli przy braku otoczenia sprężystego otrzymuje się

$$p_k = \frac{E\,h^3}{4\,a^3(-1-\nu^2)} = \frac{E}{4(1-\nu^2)}\left(\frac{h}{a}\right)^3$$

czyli zależność podana we wzorze (7).

Z budowy wzoru (18) jest widoczne, że każde zwiększenie przytrzymania sprężystego rury przez otoczenie wpływa na powiększenie obciążenia krytycznego.

W górotworze sztywniejszym, posiadającym większy współczynnik sprężynowania C, obciążenie krytyczne jest odpowiednio większe.

Wobec tego, że we wzorze (18) stosunek

$$\frac{h^2}{a^2} \ll 1$$

Cały człon $\frac{h^2}{a^2}$ może być pominięty i obciążenia krytyczne można obliczać z prostego wzoru:

$$p_k = \frac{E\,h^3}{12\,a^3\,(1-\nu^2)}\left(3 + \frac{4C}{Eh}\right) \tag{19}$$

dla $\nu = 0$

$$p_k = \frac{3\,E\,h^3 + 4\,C\,h^2}{12\,a^3} \tag{20}$$

Wzór (20) jest uogólnieniem wzoru (1), dokonanym przez wprowadzenie cech sprężystych górotworu.

Przykład 2

Wprowadzimy dane z przykładu 1 i C = 1000 T/m (piaski)

$$p_k = \frac{3 \cdot 1000\,000 \cdot 0{,}4^3 + 4 \cdot 1000 \cdot 0{,}4^2}{12 \cdot 4{,}0^3} =$$

$$= \frac{3 \cdot 1000 \cdot 64 + 4 \cdot 10 \cdot 16}{12 \cdot 64} = \frac{192\,000 + 640}{12 \cdot 64} = 252\ T/m^2$$

Widoczne jest, że czynnik C nie odgrywa istotnej roli w wielkości na p_k dla górotworu podatnego.

Dopiero dla otoczenia skalistego, gdzie C jest rzędu 100 000 T/m i więcej, zaznacza się wyraźny wzrost obciążeń krytycznych przenoszonych przez ściankę, co prowadzi do redukcji jej grubości.

W przypadku wprowadzenia między obudowę a górotwór substancji elastycznych praktycznie nie wystąpi zwiększenie obciążenia krytycznego dla ścianki obudowy.

Z rozważań zawartych w tym rodziale opracowania wynika ważne spostrzeżenie, że obciążenie krytyczne dla obudowy szybowej winno się w zasadzie obliczać dla schematu obudowy swobodnej. Dopiero, gdy obudowa znajduje się w silnym skalistym górotworze obudowy na lokalne wyboczenie poziome.

4. Górna i dolna siła krytyczna

W teorii powłok przyjmuje się gładkie postaci powierzchni, bez miejscowych wklęśnięć lub wypukłości. Powłoka odpowiada wówczas dobrze geometrycznej postaci opisywanej przez równania matematyczne. Obciążenia krytyczne obliczone dla postaci geometrycznej gładkiej dają największe wartości sił. Są to tzw. górne obciążenia krytyczne czyli największe, jakie dany ustrój może przenieść, gdy posiada kształty idealne odpowiadające geometrii schematów obliczeniowych. Wzory podane w rozdziale 2 i 3 przedstawiają właśnie górne obciążenia krytyczne.

W przypadku wystąpienia nierówności wykonawczych ustrój zachowuje się tak pod wpływem sił, jakby jego postać była nieliniowo zależna od obciążenia.

Obciążenia krytyczne wyznaczone w założeniu nieliniowości geometrycznej, czyli inaczej mówiąc z uwzględnieniem niedokładności wykonawczych, dają tzw. dolne obciążenia krytyczne, czyli najmniejsze wartości obciążeń zewnętrznych, mogące doprowadzić do wyboczenia ściankę obudowy.

W praktycznych obliczeniach należy się zawsze posługiwać dolnym obciążeniem krytycznym, gdyż zawsze występują pewne odchyłki wykonawcze od założonego kształtu geometrycznego. Poza tym mogą wystąpić deformacje spowodowane samą nierównomiernością obciążeń zewnętrznych, które ustrój wyjściowo sprężyście liniowy zamieniają na ustrój nieliniowy.

Dla obciążeń bocznych rury szybowej i dla proporcji wymiarowych grubości ścianki obudowy do promienia w wyniku badań modelowych i analizy teoretycznej [10], [11] można przyjąć, że

$$p_d = 0{,}75\, p_g \tag{12a}$$

Podstawowy wzór na obliczenie wielkości obciążeń krytycznych poziomych, działających na pionową ściankę cylindryczną wynosi wówczas

$$p_{kd} = \frac{3}{16} E \frac{h^3}{a^3} \tag{21}$$

Wzór (21) podaje dolne obciążenie krytyczne.

5. Ściskanie rury wzdłuż tworzącej

Rozpatrując zagadnienie lokalnej stateczności powłoki walcowej ściskanej osiowo wzdłuż tworzącej (rys. 4) wychodzi się z równania powierzchni odkształconej w postaci

$$w = C \sin \frac{my}{a} \sin \frac{n\pi x}{a} \tag{22}$$

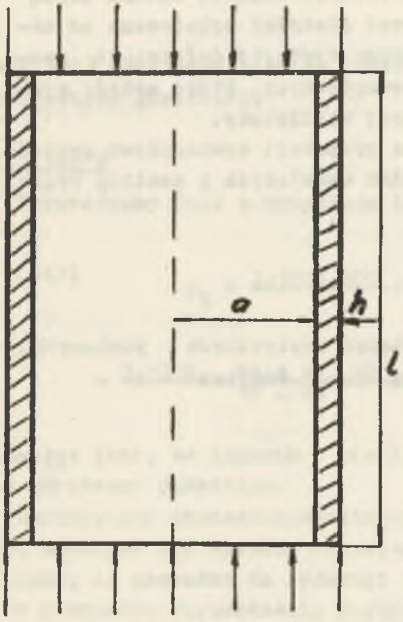
n – liczba półfal wzdłuż walca,
m – liczba fal w kierunku obwodowym.

Odpowiada to przegubowemu podparciu górnej i dolnej krawędzi powłoki. Z wywodów szczegółowych wynika, że górne naprężenie krytyczne dla podanego schematu oblicza się ze wzoru

$$p_k = \frac{Eh}{a\sqrt{3\,(1-\nu^2)}} \approx 0{,}606\, \frac{E\,h}{a} \tag{23}$$

dla $\nu = 0{,}3$ i jednostkowej długości obwodu.

W przypadku ściskania osiowego równomiernie rozłożonego na brzegach podstawową pracą była praca Karmana i Tsiena [14]. Zakładając m = n czyli fale kwadratowe odkształcenia otrzymali wartość dolnego ciśnienia krytycznego



Rys. 4

$$P_d = 0{,}195 \frac{E\,h}{a} \tag{24}$$

Z warunku na minimum całkowitej energii powłoki Kempner [15] otrzymał

$$P_d = 0{,}182 \frac{E\,h}{a} \tag{25}$$

W metodzie geometrycznej Kirste [5] przyjął, że przy utracie stateczności powłoka przechodzi w wielkościan, który można porównać z powierzchnią rozwijalną.

Proste obliczenia z pominięciem całkowania równań różniczkowych odkształconej powierzchni powłoki doprowadziły do związku

$$P_d = 0{,}187 \frac{Eh}{a} \tag{26}$$

Pogorjełow [6] uzyskał najniższą wartość dolnej siły krytycznej

$$P_d = 0{,}16 \frac{E\,h}{a} \tag{27}$$

W praktycznych obliczeniach należy więc stosować wzór (27) jako podający najniższą wartość naprężeń krytycznych.

Przed kilku laty powstał w Związku Radzieckim nowy kierunek w teorii stateczności powłok, związany z zastosowaniem metod statycznych. Pierwsze prace z tego zakresu pochodzą od Bołotina [16].

W metodzie tej przemieszczenia punktów powierzchni środkowej powłok określa się za pomocą niewielkiej liczby niezależnych parametrów, przy czym początkowe wartości tych parametrów przyjmuje się jako wielkości losowe. Zakładając, że znana jest postać funkcji rozkładu dla tych wielkości oraz zależność od nich górnego obciążenia krytycznego, można określić prawo rozkładu prawdopodobieństwa dla samego obciążenia krytycznego. Daje to podstawę do dalszych opracowań dotyczących wpływu lokalnych odchyłek kształtu konstrukcji na zmniejszenie wielkości siły krytycznej.

Przykład 3

Obliczmy dolną siłę krytyczną dla ścianki obudowy o rozmiarach przyjętych w przykładzie 1, tj. dla

$a = 4{,}0$ m

$E = 100\ 000$ kG/cm^2 = 1000 000 T/m^2

$h = 0{,}4$ m

Ze wzoru (27) obliczamy obciążenie krytyczne dla jednostkowej długości obwodu

$$p_d = 0{,}16\,\frac{E\,h}{a} = 0{,}16\,\frac{1000\ 000 \cdot 0{,}4}{4{,}0} = 16\ 000 \text{ T/mb}$$

Naprężenia krytyczne wynoszą wówczas

$$\sigma_{kr} = \frac{p_{kr}}{h} = \frac{16000}{0{,}4} = 40\ 000 \text{ T/m}^2$$

Przyjmując współczynnik pewności na wyboczenie

$$S = 5$$

$$\sigma_{dop} = \frac{\sigma_{kr}}{S} = \frac{40000}{5} = 8000 \text{ T/m}^2 = 800 \text{ kG/cm}^2$$

Stosując materiał obudowy, wykonujący wytrzymałość 200 kG/cm^2 najmniejsza grubość ścianki obudowy wynosi

$$h_{min} = 10 \text{ cm}$$

Przyjmując obudowę ceglaną w górotworze nawodnionym, tj.

$$E = 50\ 000 \text{ kG/cm}^2,$$

wówczas

$$\sigma_{dop} = 400 \text{ kG/cm}^2$$

dla klasy muru 150

$$h_{min} \approx 25 \text{ cm}$$

Przykład 4

Obliczymy siłę krytyczną dla obudowy swobodnej przy głębokości szybu H = 1000 m i pozostałych danych, jak w przykładzie 3. Obciążenie o. ciężaru własnego dla

$$\gamma = 2{,}4\ T/m^3$$

wynosi

$$p = \gamma H = 2{,}4 \cdot 1000 = 2400\ T$$

Naprężenia

$$\sigma = ph = 2400 \cdot 0{,}4 = 960\ T/m^2$$

$$\sigma_{kr} = 40\ 000\ T/m^2$$

Współczynnik pewność

$$S = \frac{40\ 000}{960} \approx 42 >> 5$$

Ściankę obudowy należy więc wymiarować ze względu na jej wytrzymałość a nie na stateczność. Wymiarowanie na stateczność będzie więc niezbędne dla cienkich obudów żelbetowych, wykonanych z betonu o dużej wytrzymałości, w rodzaju obudowy tubingowej. Uwagi te dotyczą oczywiście tylko schematu obciążeń działających wzdłuż tworzącej cylindra.

6. Stateczność rury przy skręcaniu

Naprężenia ścinające, wywoływane momentem skręcającym M_s oblicza się ze wzoru

$$\tau = \frac{M_s}{2\pi a^2 h} \tag{28}$$

W nawiązaniu do monografii Wolmira, dla powłoki o długości l otrzymuje się krytyczne naprężenia ścinające

$$q_{kr} = \frac{3}{4}\frac{E\,h}{a}\sqrt[4]{\frac{a\,h}{l^2}} \tag{29}$$

Jest to górna wartość obciążeń krytycznych.

Dolna wartość oboiążeń krytyoznyoh oceniona jest na podstawie badań jako $0,8\ \tau_{kr}$.
Stąd do obliozeń należy stosować wzór

$$q_{kr} = \frac{3}{5}\,\frac{E\,h}{a}\sqrt[4]{\frac{a\,h}{l^2}} \tag{30}$$

Dla $l^2 = a\,h$ otrzymuje się

$$q_{kr} = 0,6\,\frac{E\,h}{a} \tag{31}$$

a więo oboiążenie o wielkośoi górnego oboiążenia krytyoznego dla ściskania osiowego.
Dla $l^2 = 256\ a\,h$ ozyli $l = 16\sqrt{ah}$ otrzymuje się dopiero wyrażenie

$$q_{kr} = 0,15\,\frac{E\,h}{a} \tag{32}$$

odpowiadająoe dolnej sile krytyoznej przy ściskaniu osiowym.

Przykład 5

Dla jakiej długośoi obudowy oboiążenia krytyczne skręoające są liczbowe równoważne oboiążeniom osiowym?

$$l = 16\sqrt{a}\,h = 16\sqrt{4,0\ .\ 0,4} = 16\ .\ 1,6 = 19\ \text{m}$$

Sprawdzimy wielkość τ_{kr} dla dużej głębokośoi $l = 1000$ m.

$$q_{kr} = \frac{3}{5}\,\frac{E\,h}{a}\sqrt[4]{\frac{a\,h}{l^2}} = 3\ .\ \frac{1000\ 000\ .\ 0,4}{5\ .\ 4,0}\sqrt[4]{\frac{4\ .\ 0,4}{1000\ 000}}$$

$$= \frac{3\ .\ 1000\ 000\ .\ 0,4}{20}\ .\ \frac{1}{30} = 2000\ \text{T/mb}$$

Przyjmująo współozynnik pewnośoi $S = 5$ otrzymujemy

$$q_{dop} = \frac{2000}{5} = 400\ \text{T/m}$$

Suma wszystkioh sił skręoająoyoh na obwodzie nie może przekraoać wielkośoi

$$400\ .\ 8\ .\ 3r14 = 10\ 000\ \text{T}$$

Całkowita powierzchnia szybu wynosi

$$F = 2\pi a\, l = 2 \cdot 3{,}14 \cdot 4 \cdot 1000 = 24000\ m^2$$

Obciążenie siłami tarcia nie może być większe niż

$$p = \frac{10\ 000}{24\ 000} = 0{,}4\ T/m^2$$

Są to obciążenia dosyć małe.

Wskazane jest więc wprowadzać warstwy poślizgowe między górotwór a budowę szybową. Z powyższych przykładów jest widoczne, że obudowy szybowa jest bardziej wrażliwa na obciążenia skręcające niż na ściskanie osiowe i na parcie boczne.

7. Stateczność rury przy zginaniu

Zginanie może być doprowadzone do wpływu lokalnej utraty stateczności od obciążenia osiowego. Siły podłużne wywołują deformacje lokalne prawie takie same jak czyste zginanie.

Przy zginaniu na skutek ograniczenia strefy ściskanej i przenoszenia obciążeń równocześnie przez strefę rozciąganą, obciążenia krytyczne są tylko nieco większe.

Dolna granica obciążeń krytycznych przy czystym zginaniu może być obliczona ze wzoru

$$p_k = 0{,}20\ \frac{E\,h}{a} \tag{33}$$

W ogólności, przy ściskaniu mimośrodowym, współczynnik przy $\frac{Eh}{a}$ oblicza się z relacji

$$\alpha = 1 - \frac{p_2}{p_1} \tag{34}$$

p_2 – obciążenie po stronie większych naprężeń,

p_1 – obciążenie po stronie mniejszych naprężeń z uwzględnieniem znaku.

Dla czystego zginania, gdy $(p_2) = (p_1)$

$$\alpha = 1 - \frac{p}{-p} = 2$$

Współczynnik przy $\frac{Eh}{a}$ obliczamy wówczas ze wzoru [10]

$$\beta_m = (1 + \frac{\alpha}{8}) \qquad (35)$$

Dla $\alpha = 2$ $\beta_m = 1,25$

Przyjmując $\beta = 0,16$, to

$$\beta_m = 0,16 \cdot 1,25 = 0,20$$

co jest właśnie podane we wzorze (33).

Spośród obciążeń mimośrodowych, najkorzystniejszymi są obciążenia wywołane przez sam moment zginający. W praktycznych przypadkach można więc korzystać przede wszystkim ze wzoru (33).

Dla czystego ściskania, bez mimośrodku współczynnik wg wzoru (34) przyjmuje wartość zerową i współczynnik β_m wyrażony ze wzorem (35) nie ulega zwiększeniu ($\beta_m = \beta$).

Przykład 6

Jaki może promień krzywizny rury szybowej, aby naprężenia krytyczne nie były przekroczone?

$$p_{kr} = 0,20 \frac{Eh}{a} = 0,20 \frac{1000\,000 \cdot 0,4}{0,4} = 20\,000 \text{ T/m}$$

Naprężenia krytyczne

$$\sigma_{kr} = \frac{p_{kr}}{h} = \frac{20000}{0,4} = 50\,000 \text{ T/m}^2$$

Naprężenie dopuszczalne dla S = 5

$$\sigma_{dop} = \frac{\sigma_{kr}}{S} = \frac{50000}{5} = 10\,000 \text{ T/m}^2 = 1000 \text{ kG/cm}^2$$

Promień krzywizny

$$\varrho = \frac{a\,E}{\sigma_{dop}} \qquad (36)$$

$$\varrho = \frac{4,0 \cdot 1000\,000}{10\,000} = 400 \text{ m}$$

Z punktu widzenia stateczności ścianki przy zginaniu, dopuszczalne byłyby bardzo małe promienie krzywizn. Decydują więc naprężenia dopuszczalne dla zginania.

Dla betonu rozciąganego $\sigma_{dop} \approx 100\ T/m^2$.

Stąd $\varrho = 40$ km.

8. Podsumowanie

W wyniku analizy wielkości obciążeń krytycznych dla różnych schematów obciążeń rury szybowej można podać następujące wnioski i ustalenia:

8.1. Zagadnienia stateczności obudowy posiadają decydujące znaczenie dla ścianek o małych grubościach. Najmniejsza dopuszczalna grubość ścianki betonowej wynosi około 10 cm, natomiast ścianki murowej około 25 cm z uwagi na wpływ obciążeń pionowych występujących w szybach o dużych głębokościach.

8.2. Rura szybowa pod względem stateczności jest najmniej odporna na skręcanie. Trzeba więc dążyć do takiego prowadzenia eksploatacji podziemnej, aby nie wywoływać skręcania rury szybowej, albo też należy obudowę oddzielić od górotworu za pomocą odpowiednich warstw poślizgowych.

8.3. W obliczeniach praktycznych należy wyznaczać dolne obciążenie krytyczne – jako uwzględniające małe odchylenia wykonawcze obudowy od idealnego kształtu geometrycznego, który odpowiada górnemu obciążeniu krytycznemu.

8.4. Boczne obciążenie krytyczne należy obliczać ze wzoru

$$p_{kd} = \frac{3}{16} E \frac{h^3}{a^3}$$

Współczynnik pewności na wyboczenie przyjmować S = 5.

8.5. Boczne obciążenie krytyczne z uwzględnieniem sprężystej podatności w kierunku promieniowym należy obliczać ze wzoru

$$p_{kd} = \frac{3 E h^3 + 4 C h^2}{16 a^3}$$

8.6. Podatność sprężysta górotworu (C w T/m^2) wpływa na zwiększenie obciążeń krytycznych obudowy tylko w przypadku jego dużej sztywności w kierunku promienia obudowy. W górotworze nieskalistym można pomijać wpływ jego sprężystej podatności na wielkość siły krytycznej.

8.7. Dolne obciążenie krytyczne dla obciążenia działającego wzdłuż pionowej osi szybu należy obliczać ze wzoru

$$p_{kd} = 0{,}16\ E\ \frac{h}{a}$$

Współczynnik pewności na lokalne wyboczenie podłużne przyjmować o wielkości S = 5.

8.8. Krytyczne obciążenia ścinające dla rury skręcanej należy obliczać ze wzoru

$$kd = \frac{3}{5}\ E\ \frac{h}{a}\ \sqrt[4]{\frac{ah}{l^2}}$$

Współczynnik pewności na wyboczenie skrętne S = 5.

8.9. Dolne obciążenie krytyczne przy czystym zginaniu należy obliczać ze wzoru

$$p_{kd} = 0{,}20\ E\ \frac{h}{a}$$

Obciążenia mimośrodowe podwyższają wielkość siły krytycznej w stosunku do czystego zginania. Decydują o stateczności obudowy szybu jest więc stateczność lokalna dla ściskania osiowego.

8.10. Dopuszczalny promień krzywizny rury szybowej, zginanej podłużnie wyznacza się ze wzoru

$$\varrho = E\ \frac{a}{\sigma_{dop}}$$

W zależności od rodzaju obudowy σ_{dop} może odnosić się do naprężeń ściskających lub rozciągających. Stąd wynika potrzebna podwyższenia naprężeń dopuszczalnych na rozciąganie, aby nie zachodziła potrzebna utrzymywania wielkich promieni krzywizny szybu w kierunku pionowym.

W konkluzji całego opracowania można stwierdzić, że zagadnienia stateczności ścianki obudowy powinny być analizowane dla wszystkich szybów z uwagi na ciśnienia boczne.
Obciążenia pionowe mogą ponadto wymagać analizy stateczności dla obudowy tubingowej, stanowiącej rodzaj cienkiej powłoki użebrowanej.

Obudowy betonowej są niewystarczające dla szybów, głównie z uwagi na małą odporność na zginanie wzdłuż osi podłużnej, występujące w bezfilarowej eksploatacji podziemnej.

Z powyższych rozważań nasuwa się generalny wniosek, że dla szybów głębokich niezbędne jest stosowanie obudowy żelbetowej a nie betonowej lub murowej, którą można uczynić odporną na różne rodzaje deformacji górotworu.

Obliczenia stateczności ścianki obudowy szybowej powinny stanowić uzupełnienie jej obliczeń wytrzymałościowych.

LITERATURA

[1] Flüge W.: Streśsis in Shells Springer Verlag, Berlin/Heidelberg 1960 Tłumaczenie polskie M. Arciszewski Arkady, Warszawa 1972 r.

[2] Collatz L.: Eigenwertprobleme und ihre numerische Behandlung. Leipzig 1945.

[3] Ledwoń J.: Zastosowanie zasady prac przygotowawczych do wyznaczania wielkości siły krytycznej. Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej. Budownictwo nr 1/1955.

[4] Ledwoń J.: Stateczność trzonu prowadniczego stalowych wież wyciągowych. Rozprawa doktorska, Gliwice 1954. Biblioteka Główna Politechniki Śląskiej.

[5] Kirste L.: Abwickelbare Verformung dünnwandiger Kreiszylinder. Osterreichischer Ingenieur Archiv nr 2-3/1954.

[6] Pogoriełow A.W.: Geometriczeskije metody w nieliniejnoj tieorii uprugich obołoczek. Izdatielstwo "Nauka", Moskwa 1967.

[7] Timoshenko S.: Theory of elastic stability. New York-London 1936.

[8] Pfluger A.: Stabilitätsprobleme der Elastostatik Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg 1950.

[9] Nash W.A.: Buckling of thin cylindrical shells subject to hydrostatic pressure. Journal Aero. Sci. 1/1954.

[10] Briger I.A.: Panowsko Ja.G.: Procznost', ustoiczywost', Kolebanija, Sprawocznik. Izdatielstwo "Maszinostrojenje" Moskwa 1958.

[11] Wolmir A.S.: Ustoiczywost seformirujemnych sistiem. Izdutielstwo "Nauka" Moskwa 1967.

[12] Borecki M., Chudek M.: Mechanika górotworu. Wydawnictwo Śląsk Katowice 1972.

[13] Donnel L.H., Wan C.C.: Effect of imperfections on Buckling of thin cylinders and columns under axial compression. J. Appl. Mech. 1/1950.

[14] Karman T., Tsien H.S.: The buckling of thin cylindrical shells under axial compression. J. Aero. Sci. 8/1941.

[15] Kempner J.: Postbuckling behavior of axially compressed circular cylindrical shells. J. Aero. Sci. 5/1954.

[16] Bototin W.W.: Statisticzeskije mietody w nieliniejnoj teorii obołoczek. Izd. AN SSSR, Otd. Techn. Nauk. 3/1958.

ВОПРОСЫ УСТОЙЧИВОСТИ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ СТЕНКИ КРЕПИ СТВОЛА

Р е з ю м е

Необходимость введения эксплоатации пластов угля без целиков вызывает в свою очередь необходимость приспособления конструкции стволов к еще более сложным условиям нагрузок, передаваемых деформирующимися горными породами на круговую стенку ствола.

Рядом с классическини проблемами сопротивления появляются проблемы надёжности конструкции ввиду устойчивости, в особенности,в случае крепи для больших глубин.

В работе рассмотрены основные схемы нагрузок круговой стенки шахтной крепи при использовании данных по теории оболочек, а также указаны конструкционные последствия,вытекающие из анализа задач по устойчивости. Анализ состояний изгибающих напряжений крепи является предметом особой работы.

THE STABILITY OF THE WALLS OF CYLINDRICAL SHAFT LININGS
UNDER THE PRESSURE OF HORIZONTAL LOADS

S u m m a r y

The necessity of exploiting coal beds without the application of pillars makes it necessary to adapt the structure of shafts to still more complicated load conditions, resulting from the pressure that is exerted by the distorted rock upon the circular shaft walls.

Beside the classical problems of strength there also turn up problems concerning the safety of constructions with respect to their stability, particularly in the case of linings to be used at large depths.

The paper discusses the fundamental scemes of load pressure acting upon the circular walls of a shaft lining, making use of the data concerning the theory of shells. There have also been pointed out the constructional consequences, which result from the analysis of stability problems The analysis of the stress of linings has been dealt with separately.