

Mirosław CHUDEK, Ignacy SŁOMA

BADANIA LABORATORYJNE ELEMENTÓW OBUDOWY  
Z ŁUKÓW SZTYWNYCH ŁS-G

**Streszczenia.** W pracy podano przebieg i wyniki badań laboratoryjnych niektórych elementów obudowy łukowej metalowej sztywnej, tj. złączy, okładzin, betonitów fundamentowych oraz rozpór stalowych.

Wyniki badań zostały wykorzystane przy projektowaniu tego typu obudów oraz optymalizacji współpracy z górotworem.

### 1. ZAKRES PRACY

Współpraca obudowy z górotworem (stateczność obudowy) oprócz samej konstrukcji obudowy i właściwego jej wykonawstwa zależy od elementów obudowy, a mianowicie:

- złącz prostoliniowych łączących łuki w konstrukcji obudowy,
- okładzin żelbetowych, np. typu "Samson",
- betonitów fundamentowych, np. BW-160,
- rozpór stalowych, np. typu RS-1, RS-2 i RS-3.

W pracy podano wyniki badań złącz prostoliniowych pod kątem ustalenia faktycznej nośności połączenia ze względu na moment zginający i porównanie ich z nośnością profilu dwuteownika stropnicowego G-110, z którego wykonana są odrzwia obudowy ŁS-G-110 [2, 5] jak również dla oceny dwu odmian łubków do złącz [2]. Przebadano zatem złącza z łubków wykonanych z blachy o grubości 5 mm (stal 45 o podwyższonej wytrzymałości) i 10 mm (stal St3Sx). Przebadano okładziny żelbetowe "Samson" [6] dla określania siły rysującej i niszczącej oraz wytrzymałości stali zbrojeniowej i betonu.

W ramach pracy przeprowadzono badania wytrzymałościowe betonitów fundamentowych BW-160 na przebicie elementem ociosowym odrzwia obudowy stalowej, a także badania w celu ustalenia wytrzymałości rozpór stalowych na: rozciąganie mimośrodowe, zginanie bez utwierdzenia końców, zginanie z utwierdzonymi końcami.

Badano rozpory stalowe: RS-1, RS-2 i RS-3 [2, 5], przy czym rozpór RS-1 badano w dwóch odmianach (werajach), różniących się między sobą długością spawu na połączeniach płytki czołowej z ceownikiem.

Badania rozpór stalowych na obciążenia ściskające pominięto ze względu na wysoki stopień odporności, zastosowanych do konstrukcji profili, jak

również znaną z badań [8] wielkość siły podłużnej, występującej w rozporach podczas pracy, a wynoszącą 12 kN.

## 2. REALIZACJA I WYNIKI BADAŃ LABORATORYJNYCH

### 2.1. Złącza prostoliniowych

Określenie przydatności zaprojektowanych złączy z żubków prostoliniowych polegało na pomiarze momentu zginającego, powodującego zniszczenie lub silną deformację złącza.

Badania wytrzymałości złączy na zginanie prowadzone były na prasie wytrzymałościowej typu DR-M-B-300 produkcji NRD, o sile nacisku 30,0 kN, przy II zakresie obciążeń do 15 kN, w dwu grupach, tj. z żubkami wykonanymi z blachy o grubości 5 mm (I grupa) oraz o grubości 10 mm (II grupa).

W tym celu przygotowano 24 sztuki próbek, składających się z dwóch odcinków prostycyń dwuteownika stropnicowego G-110 o długości około 0,7 m każdy i połączonych ze sobą za pomocą dwóch żubków i śrub.

Zgodnie z charakterem pracy złączy odrzwi obudowy w warunkach dołowych w każdej grupie obciążano złącza sześciu próbek względem osi x-x i sześciu względem osi y-y wg schematu (rys. 1) do chwili ugięcia około 130 - 150 mm, z uwagi na taką możliwość w maszynie wytrzymałościowej. W trakcie każdej próby obciążeniowej na urządzeniu samopiszącym maszyny wytrzymałościowej rejestrowano przebieg zależności pomiędzy wielkością obciążenia a wielkością strzałki ugięcia badanego złącza.

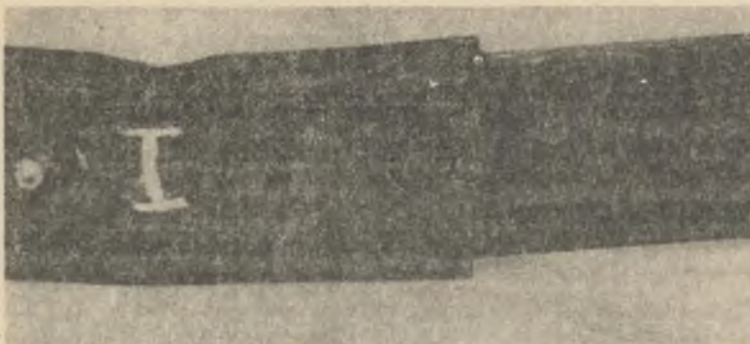
Po odczytaniu obciążenia max lub osiągnięciu strzałki ugięcia max, tj. 150 mm badanego złącza (rys. 2) przerywano badanie próby.

Rys. 1. Schemat obciążenia badanego złącza odrzwi łS-G110

a) względem osi x-x, b) względem osi y-y

1 - wałek roboczy prasy (obciążający), 2 - żubki z blachy o grubości 5 i 10 mm, 3 - śruby M20 x 75, 4 - dwuteownik G-110

Otrzymane wyniki z badań poszczególnych prób w postaci graficznej zależności strzałki ugięcia od momentu zginającego przykładowo przedstawiono na rys. 3.



Rys.2. Widok badanego złącza po próbie obciążeniowej (osiągnięcie strzałki ugięcia około 150 mm)

#### Analiza i podsumowanie wyników badań

Jak widać z przytoczonych wyników badań, średni moment zginający, który można uznać za graniczny z uwagi na wielkość strzałki ugięcia, wynosi względem osi  $x-x$  dla złącza o łubkach ze stali St3Sx-34,23 kNm, a dla złącza o łubkach ze stali 45-34,28 kNm.

Natomiast średnia wartość momentu zginającego względem osi  $y-y$  dla złącza o łubkach wykonanych ze stali St3Sx wynosi 18,00 kNm, zaś dla złącza o łubkach ze stali 45-16,53 kNm.

Rozrzut wartości momentu zginającego względem osi  $x-x$  złącz o łubkach z blachy 5 i 10 mm, oceniony wskaźnikiem zmienności  $\varphi(M_g)$

$$\varphi(M_g) = 100\% \frac{s(\bar{M}_g)}{\bar{M}_g} \quad (1)$$

wynosi odpowiednio:

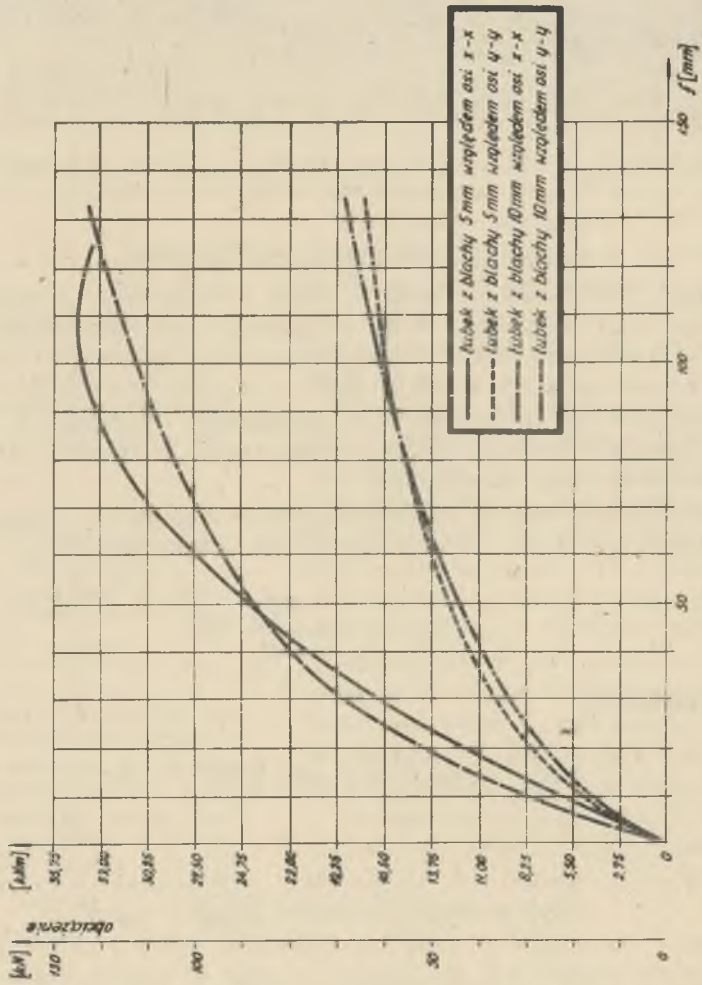
$$\varphi(M_g) = 100\% \frac{s(\bar{x})}{\bar{x}} = 100\% \frac{0,407}{34,28} = 1,3\%$$

1

$$\varphi(M_g) = 100\% \frac{s(\bar{x})}{\bar{x}} = 100\% \frac{0,5316}{34,23} = 1,56\%$$

Powyższe wartości wskaźnika zmienności wskazują na bardzo dużą stałość, w warunkach laboratoryjnych, wytrzymałości na zginanie złącz łubkowych.

W celu dokonania oceny nośności na zginanie względem osi  $x-x$  złącz łubkowych konieczne jest ustalenie nośności na zginanie profilu dwuteownika G-110.



Rys. 3. Wykres wytrzymałości na zginanie (nośność) złącza w zależności od obciążenia

Określenie nośności profilu dwuteownika G-110

Nośność profilu G-110 na zginanie (kNm) można określić wg [3, 4] z zależności:

$$M_n = 10^{-3} \cdot R_e (m + n) W_x, \quad (2)$$

gdzie:

- $R_e$  - granica plastyczności stali (MPa),
- $W_x$  - wskaźnik wytrzymałości na zginanie profilu (cm<sup>3</sup>),
- $m$  - współczynnik wg Schaefera,
- $n$  - współczynnik plastyczności materiału

$$n = \frac{R_m - R_e}{R_e} \quad (3)$$

$R_m$  - granica wytrzymałości stali na rozrywanie (MPa).

Dwuteownik G-110 wykonany ze stali 18G2A posiada następujące parametry wytrzymałościowe:

$$W_x = 103 \text{ cm}^3$$

$$F = 31,1 \text{ cm}^2$$

$$R_m = 500 \text{ MPa}$$

$$R_e = 360 \text{ MPa}$$

$$m = 1,22$$

$$n = \frac{500 - 360}{360} = 0,39$$

$$M_n^0 = 10^{-3} \cdot 360 (1,22 + 0,39) 103 = 59,7 \text{ kNm}$$

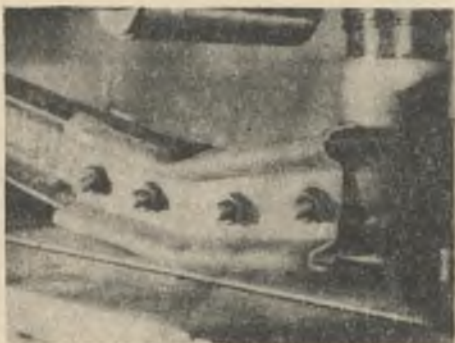
Według badań nośność graniczna na zginanie profilu G-110 wyniosła  $M_n = 56,7$  kNm. Różnica pomiędzy wartością obliczeniową a zbadaną (faktyczną) wynosi:

$$\zeta = \frac{59,7 - 56,7}{56,7} 100\% = 5,3\%$$

Porównując średnią wartość momentu zginającego (oś x-x) złącza łukowego ze zbadaną nośnością graniczną profilu G-110, obecnie produkowanego ze stali 18G2A, wynika, że wytrzymałość (nośność) złącza łukowego stanowi

około 61% nośności granicznej profilu dwuteownika G-110. Zatem nośność złącza łubkowego prostopadłościowego w przybliżeniu równa jest  $2/3$  nośności profilu G-110.

Dotychczasowa praktyka wykazała, że wielkość ta jest wystarczająca, gdyż nie występują tu tak silne obciążenia punktowe.



Rys. 4. Charakterystyczne pęknięcia łubków blachy 5 mm

tracę nośność i ulegają pęknięciu (rys. 4), gdy wytrzymałość złączy łubkowych z blachy 10 mm jeszcze wzrasta. Złącza te w końcowej fazie obciążenia ulegały tylko ugięciu i deformacji bez naruszenia ciągłości materiału. Łubki ze stali 45 ulegały pęknięciu w miejscach łączenia śrub skrajnych, co prowadzi do gwałtownego spadku nośności i braku zdolności dalszego przenoszenia pełnych obciążeń. Zjawisko takie w warunkach dołowych jest niedopuszczalne ze względów bezpieczeństwa.

Materiał na łubki musi więc mieć stosunkowo niską granicę plastyczności przy wysokiej granicy wytrzymałości doraźnej.

Wyniki niniejszych badań upoważniają do stwierdzenia, że łubki wykonane z blachy o grubości 10 mm posiadają większą sztywność w dwóch płaszczyznach, jak również i wytrzymałość. Dodatkowym wnioskiem uzyskanym w trakcie badań jest potwierdzenie wpływu przylegania łubków na wielkość przenoszonego momentu zginającego. Niezbędne jest więc skręcanie elementów złącza siłą, jaką uzyskuje się posługując kluczem o długości ramienia minimum 0,3 m.

## 2.2. Okładzin żelbetowych

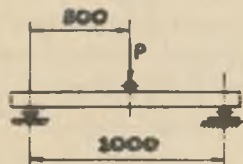
Badania siły rysującej i niszczącej okładzin żelbetowych "Samson" dokonano w prasie (rys. 5) wg schematu (rys. 6) przy pierwszym zakresie obciążeń o najmniejszej działce pomiarowej 0,25 kN.

Do dalszej produkcji założono jednak stosowanie materiału na łubki do złączy z tej samej stali, co stal profilu odrzwi, by jeszcze podwyższyć ich nośność na zginanie.

Z wykresu (rys. 3) ujmującego zależność wielkości momentu zginającego i strzałki ugięcia wynika, że wytrzymałość dwóch rodzajów złączy łubkowych jest zbliżona do siebie, w pewnym przedziale ugięcia, lecz już przy jego wartości około 120 mm łubki z blachy o grubości 5 mm



Rys. 5. Badanie okładzin w prasie wytrzymałościowej



Rys. 6. Schemat obciążenia okładziny

Siłę rysującą rejestrowano w momencie zauważenia pierwszej powstałej rysy na okładzinie, natomiast siłę niszczącą odczytano na skali pomiarowej jako największą siłę przeniesioną przez okładzinę. W chwili zniszczenia żelbetu siła obciążająca gwałtownie malała.

Z przeprowadzonych badań otrzymano średnie wartości:

- siła rysująca  $\bar{P}_r = 12,18 \text{ kN}$ ,
- siła niszcząca  $\bar{P}'_n = 14,00 \text{ kN}$ ,
- moment niszczący  $\bar{M}_n = 3,5 \text{ kNm}$ .

#### Badanie wytrzymałościowe betonu na ściskanie

Z uwagi na brak ciał próbnych pobranych w trakcie wykonywania przedmiotowych badań okładzin określono wytrzymałość betonu metodą nieniszczącą przy zastosowaniu betonoskopu ultradźwiękowego BI-8R-M66 i głowic G-4Q. Dla losowo wybranych 10 okładzin określono drogę i czas przejścia impulsu ultradźwiękowego w 6 punktach pomiarowych. Drogę impulsu mierzono suwmiarką z dokładnością do 0,2 mm. Czas przejścia impulsu ultradźwiękowego mierzono z dokładnością do 0,5  $\mu\text{s}$ .

Wytrzymałość betonu określono z równania regresji

$$R_w = v_b^{3,8} \quad (4)$$

gdzie:

- $v_b$  - prędkość przejścia fali ultradźwiękowej (m/s),
- $R_w$  - wytrzymałość betonu na ściskanie (MPa).

Według przeprowadzonych badań średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie wynosi 25,3 MPa.

Przeliczając ten wynik badania na wytrzymałość jak na próbkach szeregowych sześciennych o krawędzi 15 cm zgodnie z normą [7] wg wzoru:

$$R_{m15} = 1,15 R_{m16} \quad (5)$$

otrzymano

$$R_{m15} = 1,15 \cdot 25,3 = [29,1] \text{ MPa}$$

Jest to średnia wytrzymałość  $\bar{R}$ , której wielkość spełnia wymogi dla marki 250 betonu wg starej normy PN-63/B-06250, "Beton zwykły", określona w tabelicy 19 ww. postanowień przejściowych [7].

#### Badania wytrzymałościowe stali zbrojeniowej

Okładziny typu "Samson" [5] zbrojone są prętami ze stali St0 o średnicy 4,2 i 8 mm. Parametry wytrzymałościowe dla poszczególnych rodzajów prętów określono na 10 próbkach o długości 0,4 m, pebranych losowo z partii okładzin dostarczonych do badań. Badania wykonano na prasie WPM-50.

Średnie uzyskane wartości z badań wynoszą:

- dla pręta o średnicy 8 mm  
 wyraźna granica plastyczności  $R_{p0.2} = 277 \text{ MPa}$ ,  
 wytrzymałość na rozciąganie  $R_m = 414 \text{ MPa}$ ,
- dla pręta o średnicy 4,2 mm  
 wytrzymałość na rozciąganie  $R_m$  - nie określa się  
 $R_{p0.2} = 512 \text{ MPa}$ .

#### Analiza i podsumowanie wyników badań

Zniszczenia okładzin "Samson" występowało w wyniku płynięcia stali w dolnych prętach zbrojeniowych. Szacunkowe odchylenie standardowe momentu niszczonego  $s(M_n)$  dla otrzymanych wyników równe jest:

$$s(M_n) = \sqrt{\frac{\sum (M_{n1} - \bar{M}_n)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{1,26}{14}} = 0,3 \text{ kNm}$$

Rozrzut wartości momentu niszczonego oceniany wskaźnikiem zmienności  $\delta(M_n)$  wynosi:

$$\delta(M_n) = 100\% \frac{s(M_n)}{\bar{M}_n} = 100\% \frac{0,3}{3,5} = 8,5\%$$

Powyższe wartości wskaźnika zmienności wskazują na dużą stałość wytrzymałości okładziny badanej na zginania.



Na podstawie badań wytrzymałościowych można stwierdzić, że nośność okładzin żelbetowych typu "Samson" wynosi średnio 3,5 kNm, co odpowiada obciążeniu siłą skupioną  $P_n = 14$  kN, przy rozstawie podpór  $l = 1,0$  m, gdyż obliczeniowy moment zginający dla belki obciążonej wg schematu (rys. 6) jest:

$$M_g = \frac{P \cdot l}{4} \quad (6)$$

stąd:

$$\bar{P} = \frac{4 \cdot M_{gn}}{l} = \frac{4 \cdot 3,5}{1,0} = 14 \text{ kN}$$

Tablica 1

Średnie wartości sił niszczących okładzin żelbetowych

Siła niszcząca (łamająca) okładzinę żelbetową $P_n$ (kN)		
tradycyjna typu "A"		typu "Samson" ułożona rębem bocznym
ułożona płasko	ułożona rębem bocznym	
$P_1^x$	$P_2^x$	$\bar{P}$
3,70	5,50	14,0

Porównując siły niszczące okładzin "Samson" i tradycyjnej typu A zestawiono średnie ich wartości w tablicy 1. Wartości  $P_1$  i  $P_2$  są to średnie wieloletnie z badań atestacyjnych okładzin tradycyjnych typu "A".

Z ww. porównania wynika, że wytrzymałość okładziny "Samson" jest wyższa od wytrzymałości okładziny typu "A" o

$$\Delta P_n = \frac{\bar{P} - P_2}{P_2} 100\% = 154\%$$

### 2.3. Betonitów fundamentowych

Betonity obciążano osiowo (rys. 7) o maksymalnej sile nacisku 1500 kN, poprzez założone na badane prefabrykaty 150 mm odcinki proste profilów dwuteownika G-110 i korytka DS-28 (obrazuje rys. 7).

Wytrzymałość na przebicie zbadano w dwóch seriach po 12 prób. W pierwszej serii badań obciążano w prasie po 6 szt. prefabrykatów z każdego typu betonitów fundamentowych, poprzez odcinek dwuteownika G-110, a w drugiej serii badań obciążenia przenoszone były poprzez odcinek korytka DS-28.



Rys. 7. Betonit fundamentowy BW-160 obciążony osiowo w prasie hydraulicznej typu WK-2

Wyniki badań wytrzymałości, tj. odporności na przebicie poszczególnych typów betonitów fundamentowych oraz obliczenia odchyłek standardowych przedstawiono w tablicach 2 i 3.

#### Analiza wyników badań

Rozrzut wartości siły niszczącej  $P_n$ , oceniony wskaźnikiem zmienności ( $P_n$ ), wynosi dla:

- betonitów fundamentowych BZ obciążanych pośrednio poprzez odcinek dwuteownika G-110

$$\sigma(P_n) = 100\% \frac{s(\bar{x})}{P_n} = 100 \frac{5,195}{269,2} = 1,93\%$$

- betonitów fundamentowych BW 160

$$\sigma(P_n) = 100\% \frac{s(\bar{x})}{P_n} = 100 \frac{11,71}{725,8} = 1,61\%$$

Badania wykazują, że wytrzymałość betonitów fundamentowych BW 160 na przebicie elementem ociosowym odrzwi obudowy (profil dwuteownika G 110) jest większa od wytrzymałości dotychczasowych betonitów fundamentowych BZ o:

$$\Delta P_n = \frac{\bar{P}_2 - \bar{P}_1}{\bar{P}_1} 100\% = \frac{725,86 - 269,22}{269,22} = 169,6\%$$

Równocześnie wyniki badań wskazują, że wytrzymałość na przebicie betonitów fundamentowych BW 160 jest niezależna od profilu elementu ociosowego odrzwi obudowy, w przeciwieństwie do betonitów fundamentowych BZ. Jest to przede wszystkim wynikiem umieszczenia w nowej konstrukcji prefabrykatów wkładki stalowej, która poprawia zarazem warunki współpracy betonitu fundamentowego z obudową, niezależnie od jej powierzchni nacięku.

#### 2.4. Rozpór stalowych

Badania przeprowadzono w prasie ZDK-10/91 o zakresie pomiaru od 0-100 kN (obciążenia rozciągającego) i w prasie 3000 kN DR-M-B-300 w takim samym zakresie pomiarów (obciążenia zginającego).

Tablica 2

Wyniki badania wytrzymałości dotychczasowych betonitów fundamentowych typu BZ

Lp.	Oznakowanie prób	Średnia wartość arytmetyczna:		Wkładka za 150 mm odcinka profilu:
	ilość prób	siła rysująca	siła niszcząca $\bar{P}_n$	
		(kN)	(kN)	
1	$\frac{C_1}{6}$	259,71	269,22	dwuteownika G-110
2	$\frac{C_2}{6}$	197,97	216,68	korytkowego DS-28

Tablica 3

Wyniki badania wytrzymałości betonitów fundamentowych BW-160 i obliczenie odchyłek standardowych

Kolejny numer próbki jednostkowej	Średnia siła rysująca (kN)	Wartość siły niszczącej (kN)	Różnica	Kwadrat różnicy
1	2	3	4	5
I. Obciążenia przenoszone poprzez odcinek dwuteownika G-110				
1	323,5	730,1	+4,3	18,49
2		742,0	+16,2	262,44
3		733,1	+7,3	53,29
4		716,5	-9,3	86,49
5		709,7	-16,1	259,21
6		723,4	-2,4	5,76
Obliczenie odchyłki standardowej:		$\sum_{i=1}^n x_i = 4354,8$  $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n -x_i}{n} = \frac{4354,8}{6} = 725,8$	$\sum (x_i - \bar{x}) = 0,0$	$\sum (x_i - \bar{x})^2 = 685,68$  $s(\bar{x}) = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{685,68}{5}} = 11,71$

cd. tablicy 3

1	2	3	4	5
II. Obciążenia przenoszone poprzez odcinek korytka DS-28				
1		728,1	+2,3	5,29
2		718,7	-7,1	50,41
3	312,2	729,0	+4,1	16,81
4		723,8	-2,0	4,00
5		729,0	+3,2	10,24
6		725,3	-0,5	0,25
Obliczenia odchyłki standardowej:		$\sum_{i=1}^n x_i = 4354,8$ $\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = \frac{4354,8}{6} = 725,8$	$\sum (x_i - \bar{x}) = 0,0$	$\sum (x_i - \bar{x})^2 = 87,0$ $s(\bar{x}) = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{87,0}{5}} = 4,17$

Rozpora RS-1 - w wersji I (połączenie płytki czołowej z ceownikiem spawem położonym tylko na półkach ceownika) i wersja II (spaw położony na środniku i półkach ceownika) poddana została obciążeniom:

- zginającym bez utwierdzenia końców rozpory wg schematu (rys. 8),
- zginającym z utwierdzeniem końców rozpory (rys. 8),
- rozciągającym (rys. 9).

Rozpora RS-2 była poddana badaniom podobnym jak rozpora RS-1 (rys. 10).

Rozpora RS-3 była poddana obciążeniom na zginanie (rys. 11) i rozciąganie.

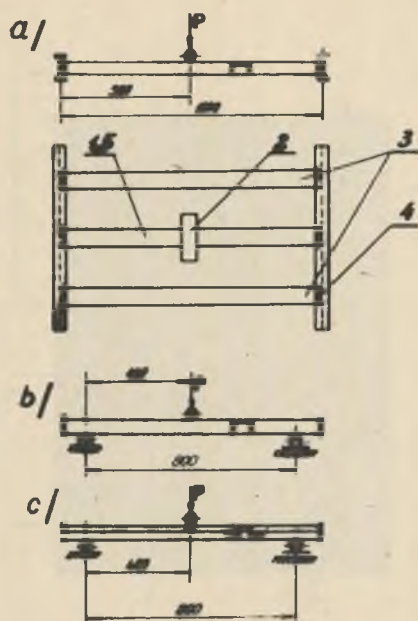
Wyniki z przeprowadzonych badań przedstawiono na rys. 12, 13 i 14.

#### Analiza i podsumowanie wyników badań

Analizując uzyskane wyniki badań rozpór stalowych stwierdzić należy, że różnice między nimi są niewielkie. Zatem rozrzut wartości wytrzymałości przedmiotowych rozpór, oceniony wskaźnikiem zmienności  $\varphi(P_n)$ , wynosi do około 3,0%.

Analiza uzyskanych wyników podczas badań laboratoryjnych wykazała, że:

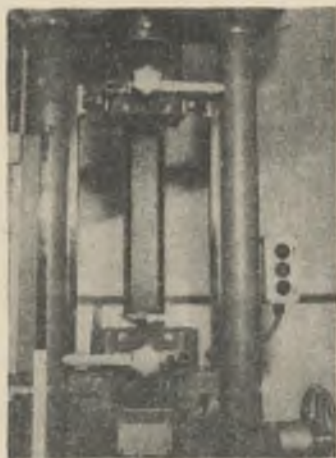
- wytrzymałość rozpory RS-1 obciążanej na całym obwodzie ceownika jest dwukrotnie wyższa od rozpory obciążanej tylko na półkach ceownika. Uwydatnia się to szczególnie przy obciążeniu siłami rozciągającymi,
- rozpora RS-1 i RS-2 posiada kilkakrotnie wyższą wytrzymałość na rozciąganie od rozpór zginanych RS-3,
- spośród badanych rozpór stalowych największy moment zginający przenosi rozpora zginana RS-3 w przedziale ugięcia do 100 mm.



Rys. 8. Schemat obciążenia rozpor RS-1 i RS-2

a) zginanie z utwierdzeniem końców, b) zginanie bez utwierdzenia końców rozpory RS-1, c) zginanie bez utwierdzenia końców rozpory RS-2

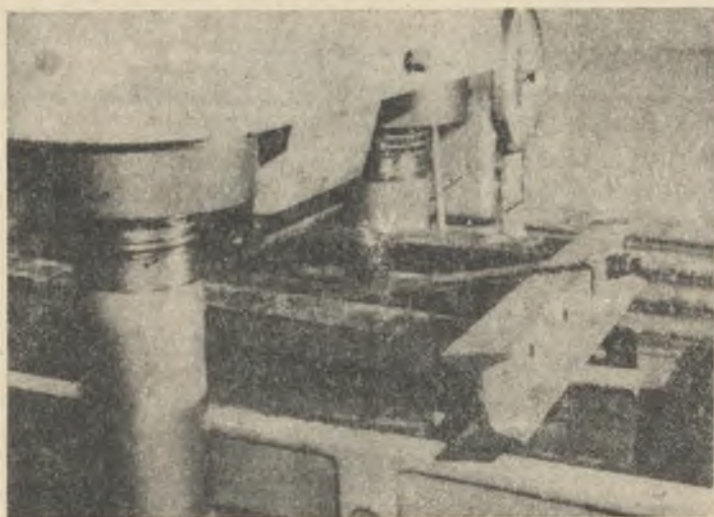
1 - rozpora badana RS-1, wałek obciążający, 3 - rozpory stabilizujące,  
4 - śruba M20x70, 5 - rozpora badana RS-2



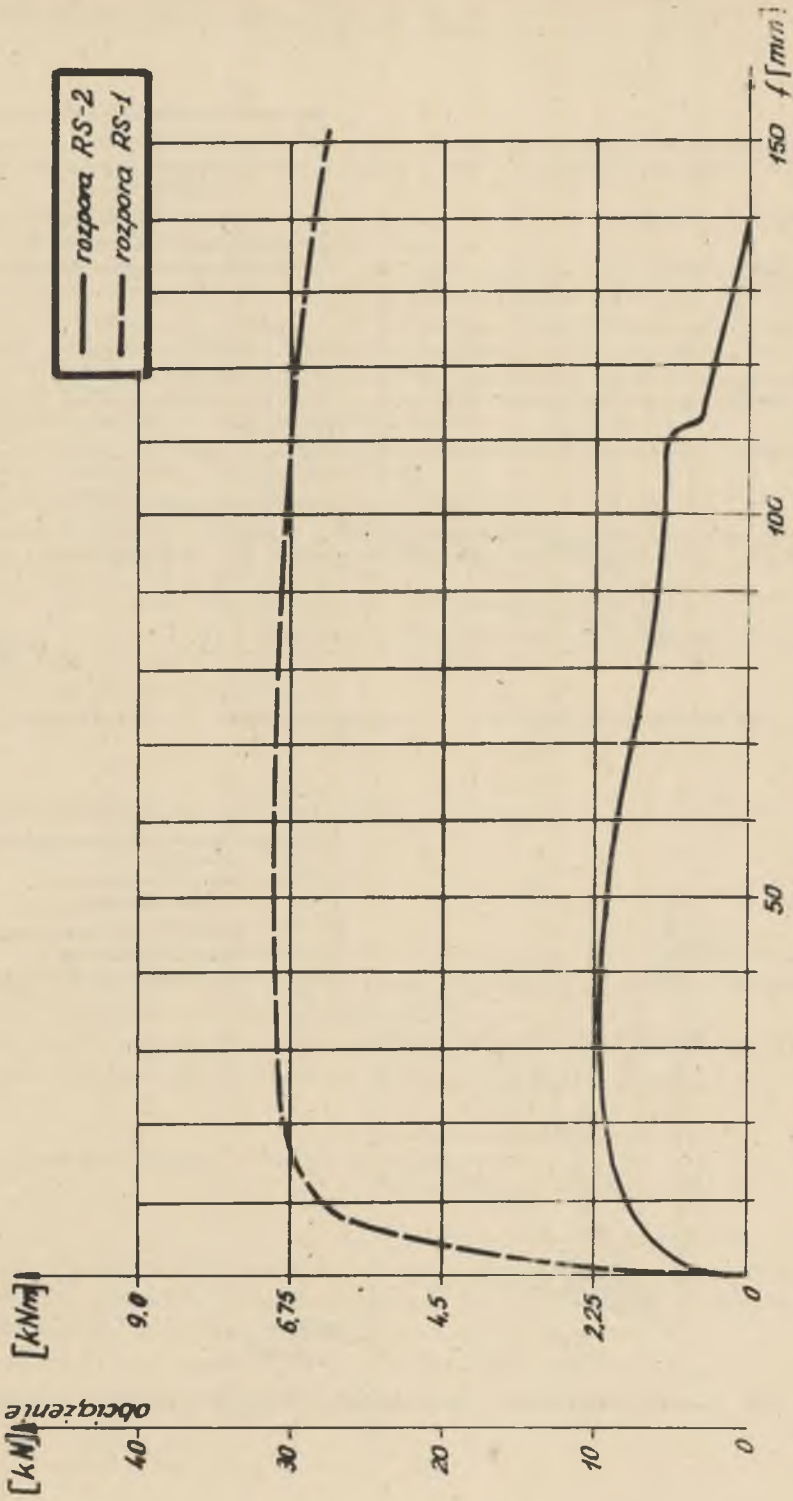
Rys. 9. Rozpora RS-1 (wersja I) po badaniu na rozciąganie w prasie wytrzymałościowej



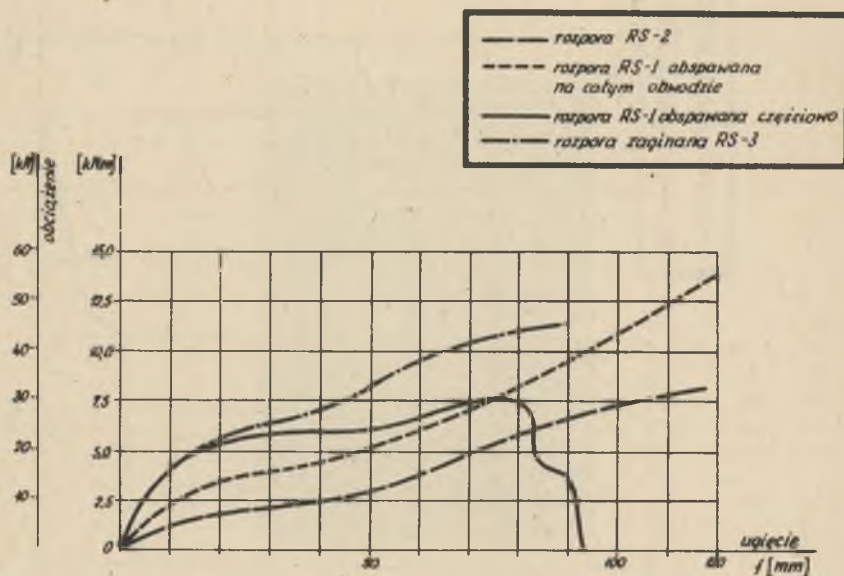
Rys. 10. Pęknięcie spawu rozpory RS-2 po obciążeniu siłami rozciągającymi w prasie wytrzymałościowej



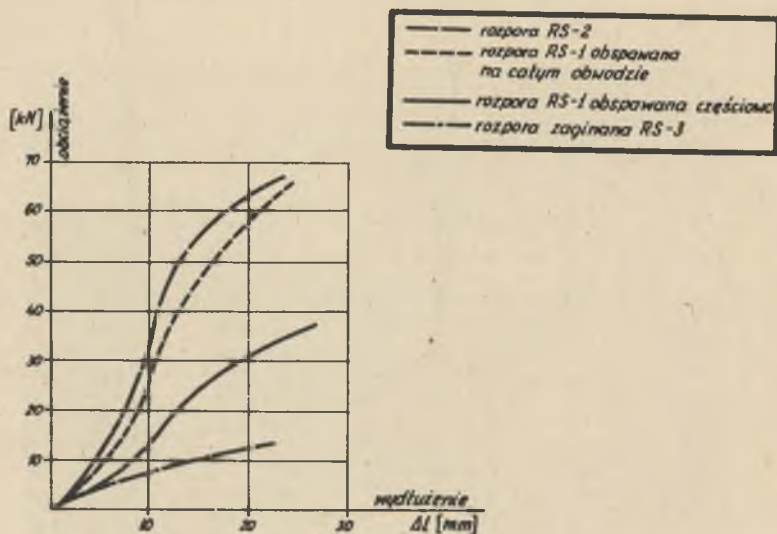
Rys. 11. Rozpora RS-3 z utwierdzonymi końcami po badaniach na zginanie



Rys. 12. Wykres wytrzymałości na zginanie (nośność) rozpor bez utwierdzenia końców



Rys. 13. Wykres wytrzymałości na zginanie rozpor z utwierdzonymi końcami

Rys. 14. Wykres zależności wytrzymałości rozpor stalowych na wydłużenie -  $\Delta l$



## LITERATURA

- [1] Chudek M.: Obudowa wyrobisk górniczych Cz. 1. Obudowa wyrobisk korytarzowych, komorowych i ich połączeń. Wyd. "Śląsk", Katowice (w druku).
- [2] Chudek M., Słoma I.: Współpraca obudowy metalowej łukowej sztywnej z górotworem w świetle badań (w druku).
- [3] Schaefer W.: Die Tragfähigkeit von Stahlprofilen und ihre wirtschaftliche Verwendung für den Streckenausbau Glückauf 1957, nr 29-30.
- [4] Słoma I., Lachman K., Mateja J.: Parametry wytrzymałościowe łukowej obudowy sztywnej ŁS-G110. Budownictwo Górnicze. Nr 2, 1973.
- [5] Słoma I.: Dobór optymalnych parametrów konstrukcji obudów kapitalnych wyrobisk korytarzowych na dużych głębokościach w warunkach GZW. Praca doktorska. Gliwice, 1979 (niepublikowane).
- [6] BN-73/0434-01. Obudowa wyrobisk korytarzowych. Okładziny żelbetowe - Wymiary i wymagania wytrzymałościowe.
- [7] PN-75/B-06250. Beton zwykły.
- [8] Schaefer-Rolffs G., Wilke H.: Ermittlung der Tragfähigkeit und der Zulässigen Anhängelast an Streckenausbaubögen. Glückauf nr 10, 1971.

Recenzent: Prof. dr hab. inż. Kazimierz Rułka

Wpłynęło do Redakcji 7.09.1981 r.

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КРЕПИ ИЗ ЖЕСТКИХ  
КРЕПЕЖНЫХ АРОК ŁS-G

Р е з ю м е

В работе даны ход и результаты лабораторных исследований некоторых элементов крепи из металлической жесткой арки, то есть соединений, облицовок, фундаментных бетонитов и стальных распорок.

Результаты исследований были использованы во время проектирования крепи данного типа и оптимизации совместной работы с горными породами.

RIGID ARCH LINING ELEMENTS (ŁS-G) LABORATORY TESTS

S u m m a r y

The paper presents the course and results of laboratory tests on some elements of a rigid metal arch lining, i.e. joints, facings, foundation concrete elements, and steel sprags.

The results of the research have been utilized in designing this type of linings and in optimization of cooperation with rock mass.