

*Roman Kinasz\**

## REZERWA WYTRZYMAŁOŚCI RYGLI SYSTEMU RAMOWEGO SZKIELETU ŻELBETOWEGO\*\*

---

### 1. Wstęp

Ze względu na uniemożliwienie poziomego przesuwu podpór już od początku obciążenia pojawiają się w belce zginanej statycznie wyznaczalnej podłużne siły ściskające. Belka będzie pracować w części jak płaskie sklepienie, dlatego efekt ten nazwano efektem sklepieniowym [1].

Jak wiadomo, siły rozporowe, które powstają na podporach rygli w szkielecie żelbetowym, mają dodatni wpływ na ich pracę i w efekcie podwyższają ich wytrzymałość. W trakcie wykonywania ekspertyzy prefabrykowanej czterokondygnacyjnej sześcioprzęsłowej ramy budynku magazynowego dokonano oceny charakteru podziału sił rozporowych na podporach rygli w obrębie wszystkich ich kondygnacji ze szczególnym uwzględnieniem przegubowego połączenia rygli ze słupami [2, 3]. Wyniki przeprowadzonych badań potwierdziły istnienie wpływu sił rozporowych na podporach rygli żelbetowych na podwyższenie ich wytrzymałości, co teoretycznie przewidzieli w swoich pracach Grygorian G. S. [4], Gijon I. [5], Zajcew L. N. [6], Pogrebnoj J. F. [7] i inni.

Problem wyznaczenia i wykorzystania rezerwy wytrzymałości rygli, którą można zabezpieczyć przy uwzględnieniu sił rozporowych, powstających na podporach rygli przy ich pracy na różnych kondygnacjach w realnym sztywnym systemie słupów ramy szkieletu, jest ważnym zagadnieniem technicznym w budownictwie.

### 2. Metoda badań

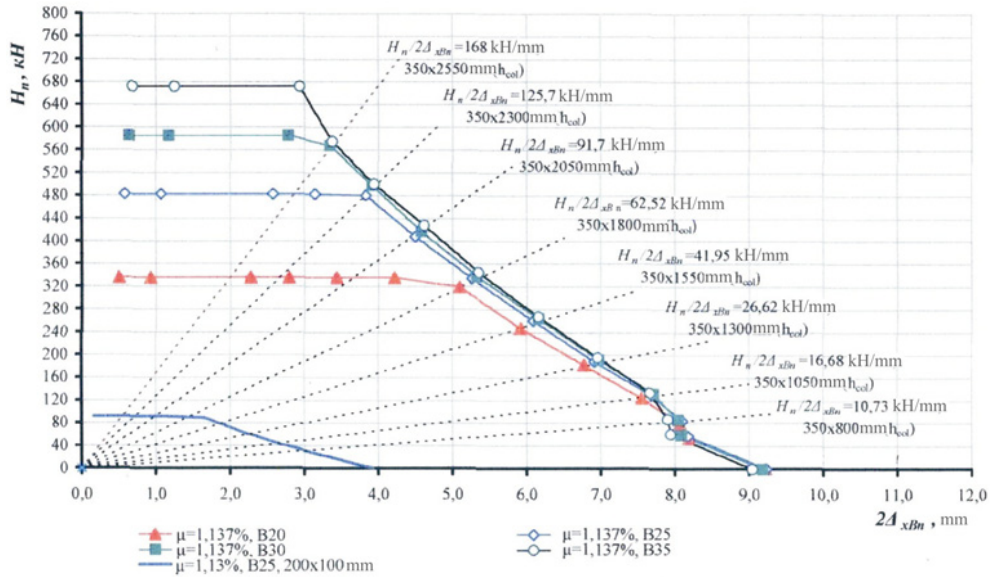
Dla obliczeń rezerw wytrzymałości rygli żelbetowych na różnych piętrach poziomej sprężystej przesuwalności ich podpór w przedziałach ograniczonego systemu ramowego wykonano:

---

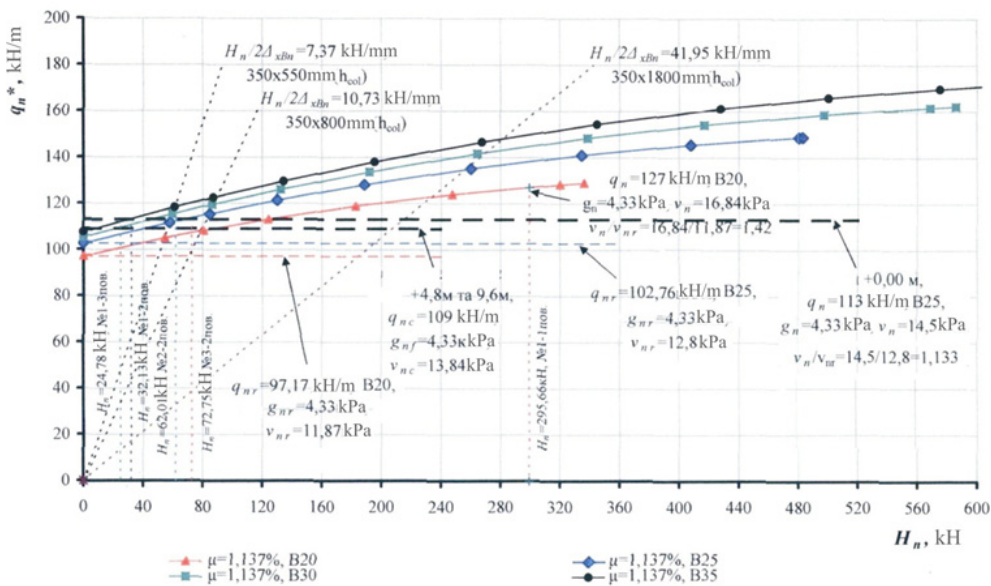
\* Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków

\*\* Artykuł powstał w ramach pracy statutowej nr 11.11.100.588

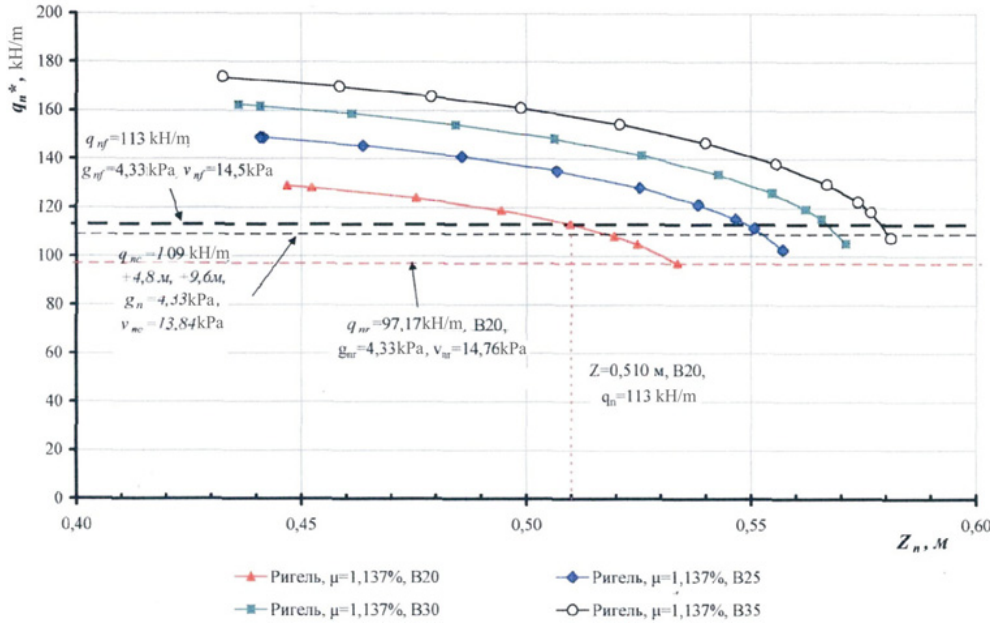
- 1) Obliczenia rygli według wypracowanego algorytmu [8] (dla wszystkich klas betonów) dla dwóch grup stanów granicznych:
  - jako belek wolno podpartych (wykresy podano na rys. 1–4);
  - dla II-podobnego schematu obliczeniowego [8], w granicach przyjętego jednokondygnacyjnego jednoprzęsłowego schematu obliczeniowego ramy (wykresy podano na rys. 1–4).
 Podczas obliczeń:
  - zmieniano sztywność słupów w jednoprzęsłowej ramie od 0 do 168 kN/mm (rys. 1);
  - zmieniano klasy betonu rygli: B20, B25, B30, B35;
  - przyjęto stały stopień zbrojenia rygli  $\rho = 1,137\%$  (podobnie jak w ryglach ramy);
  - przyjęto stałą długość wsporników  $l_{cons} = 525$  mm (od osi słupa).
- 2) Dla porównania obciążenia charakterystycznego  $q_{nr}$ , które przejmują rygle żelbetowe z obciążeniem rzeczywistym  $q_{nf}$ , które działa na rygle badanej ramy, przy przyjęciu dopuszczalnych obciążeń charakterystycznych  $q_{nc}$  dla rygli ramy, wykonano odpowiednie obliczenia. Na podstawie tych obliczeń otrzymano zależności teoretyczne:
  - sił rozporowych  $H_n$  od sumarycznych przemieszczeń poziomych  $2\Delta_{xB,n}$  (rys. 1);
  - obciążenia charakterystycznego  $q_n$  w funkcji sił rozporowych  $H_n$  (rys. 2);
  - obciążenia charakterystycznego  $q_n$  w zależności od ramienia wypadkowej sił wewnętrznych dla przekroju  $z_n$  (rys. 3);
  - rozwarości rys  $w_{cr2}$  w zależności od obciążenia charakterystycznego  $q_n$  (rys. 4);
  - obciążenia charakterystycznego  $q_n$  w zależności od wysokości ściskanej strefy betonu w przekroju krytycznym  $x_n$  (rys. 5).
- 3) Dla wyznaczenia wartości sił rozporowych  $H_n$  we wszystkich ryglach ramy wykonano obliczenia statyczne, przy tym przyjęto:
  - rozstaw ram 6 m;
  - schemat obliczeniowy ramy i II-podobny schemat rygla w czterokondygnacyjnej sześcioprzęsłowej ramie (rys. 6);
  - faktyczne obciążenia charakterystyczne działające na rygle (równomiernie rozłożone  $q_{nf} = 113$  kN/m, przy obciążeniach na strop  $v_{n,f} = 14,5$  kPa,  $v_{n,f,long} = 0,67 \times v_{nf} = 9,72$  kPa,  $v_{n,f,shot} = 0,33 \times v_{nf} = 4,78$  kPa przy obciążeniu stałym  $g_{n,f} = 4,33$  kPa);
  - faktyczne obciążenia charakterystyczne działające na rygle (równomiernie rozłożone  $q_{nf} = 29,4$  kN/m, przy obciążeniu długotrwałym  $v_{n,f,shot} = 0,5$  kPa oraz obciążeniu stałym  $g_{n,f} = 4,4$  kPa);
  - faktyczne obciążenia słupów pochodzące od płyt ściennych i aktywnego parcia gruntu na ściany piwnicy i innych obciążeń;
  - parametry sztywności elementów ramy z uwzględnieniem ich parametrów geometrycznych i modułów sprężystości betonu na ściskanie (przy uwzględnieniu obliczeniowych sztywności zginania rygli  $B_{red}$  i ich parametrów przy obciążeniu faktycznym  $q_{nf} = 113$  kN/m), z obliczeń wykonanych według algorytmu [8] (tab. 1).



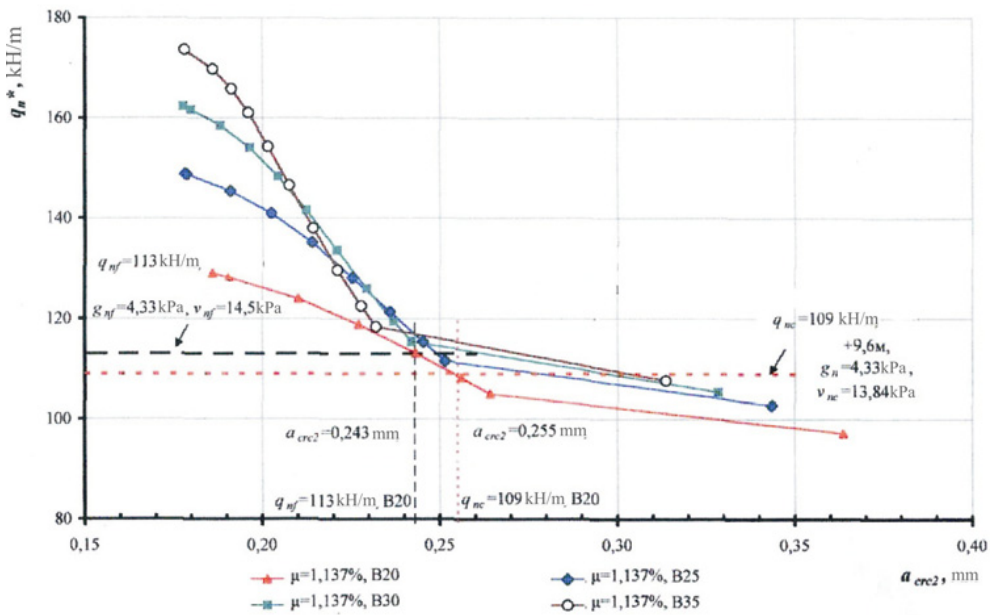
Rys. 1. Teoretyczne zależności charakterystyczne  $H_n$  od  $2\Delta_{xB,n}$  przy  $\rho = 1,137\%$ ,  $l_{cons} = 525$  mm oraz różnych klasach betonu



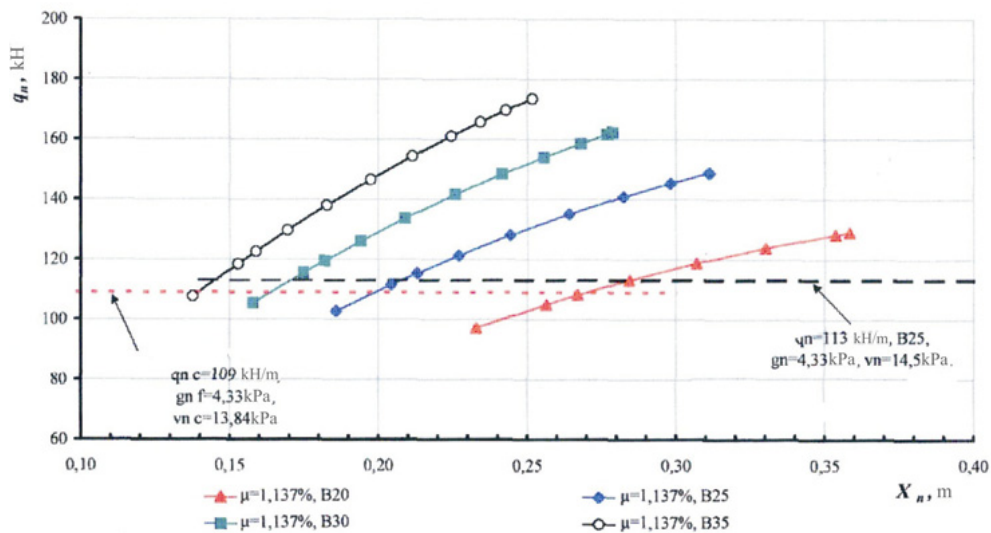
Rys. 2. Teoretyczne zależności  $q_n$  od  $H_n$  dla porównania  $q_{nr}$  z  $q_{nf}$  i przyjęcia  $q_{nc}$



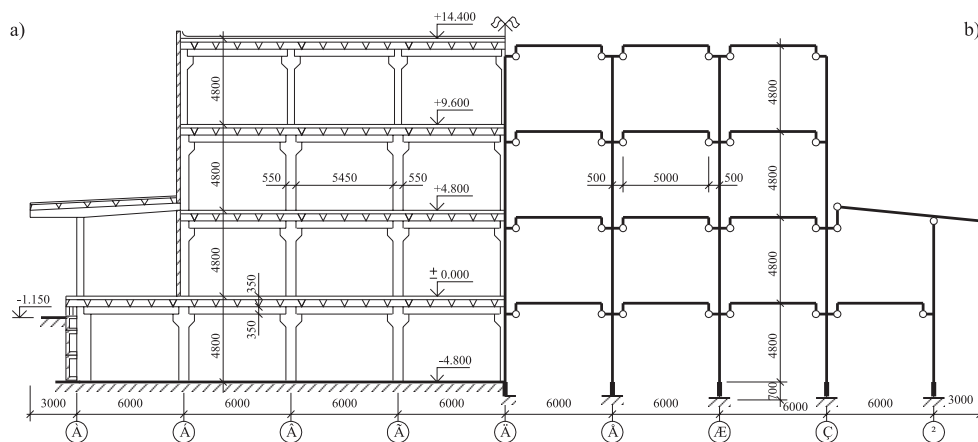
Rys. 3. Teoretyczne zależności  $q_n$  od  $Z_n$  dla porównania  $q_{nr}$  z  $q_n$  i przyjęcia  $q_{nc}$



Rys. 4. Teoretyczne zależności  $a_{cre2}$  від  $q_n$  dla porównania  $q_{nr}$  z  $q_n$  i przyjęcia  $q_{nc}$



**Rys. 5.** Teoretyczne zależności charakterystyczne  $q_n$  od  $X_n$  dla różnych stopni zbrojenia, klas betonu oraz  $l_{cons} = 525$  mm



**Rys. 6.** Przekrój poprzeczny (a), wraz ze schematem obliczeniowym ramy oraz II-podobnym kształtem rygli (b), w czterokondygnacyjnej sześcioprzęsłowej ramie

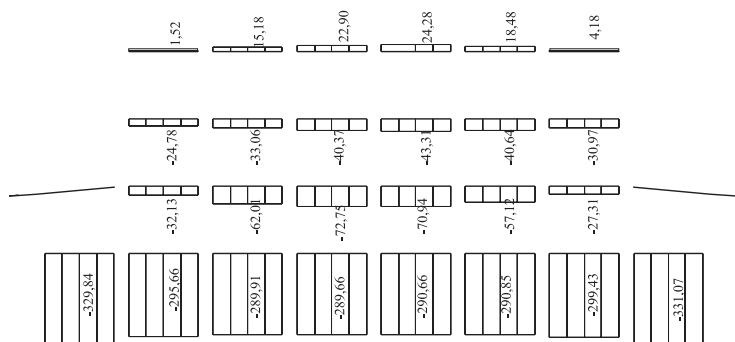
Na podstawie obliczeń statycznych otrzymano:

- wykresy charakterystycznych sił rozporowych  $H_{nc}$  w ryglach badanej ramy (rys. 7),
- schemat odkształceń ramy wskutek działających obciążeń (rys. 8).

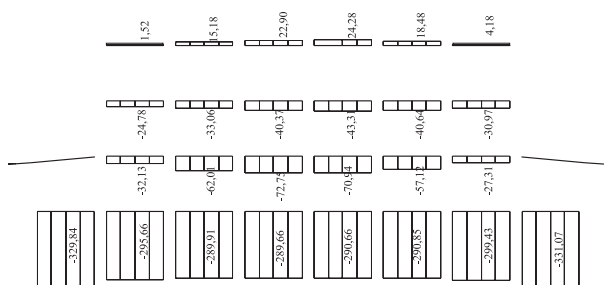
TABELA 1

Parametry obliczeniowe rygli przy uwzględnieniu sił rozporowych w przyjętym schemacie ramy z rozpiętością obliczeniową  $l_0 = 4,95$  m, przy  $q_{nf} = 113$  kN/m

Klasa betonu rygli, $B$	Ramię sił wewnętrznych, $Z_{mr}$ , mm	Szywność zginania rygla, $B_{red}$ , kNm <sup>2</sup>	Moduł sprężystości betonu, $E_c$ , MPa	Moment bezwładności rygla, $I_{red} = B_{red} / E_c$ , m <sup>4</sup>	Wysokości ściskanej strefy betonu $X$ , mm	Faktyczna wysokość ściskanej strefy betonu, $x^{exp} = X / \omega$ , mm	Siła rozporowa $H_n$ , kN
B20	500	64735,1	24000	0,00269730	284	375	124,1
B25	550	71902,3	27000	0,00266305	210	286	71,0
B30	560	76358,0	29000	0,00263300	170	238	50,0
B35	580	79350,0	31000	0,00256000	145	209	35,0



Rys. 7. Wartości charakterystycznych sił rozporowych  $H_n$  (kN) na podporach rygli ramy: „+” — rozciąganie, „-” — ściskanie



Rys. 8. Schemat odkształceń ramy oraz faktyczne klasy betonu rygli (klasa betonu słupów B25)

### 3. Analiza wyników badań

- 1) Do obliczenia rezerw wytrzymałości rygli żelbetowych przy różnych wartościach ich poziomego przesunięcia podpór w granicach badanego systemu ramowego wykonano:
  - wykres zależności  $q_n$  od  $H_n$  (rys. 2) uwzględniający minimalne wartości sił rozporowych  $H_{n,c}$  dla każdej kondygnacji ramy. Z wykresu odczytać można wartości dopuszczalnych równomiernie rozłożonych obciążeń  $q_{n,c}$ ;
  - porównanie  $q_{n,c}$  z  $q_{nf} = 113$  kN/m przeprowadzono w formie tabeli (tab. 2), z której można odczytać dopuszczalne obciążenia każdego rygla. Minimalne wartości charakterystycznych obciążeń rygli  $q_{nf}$  podano w tabeli 2 osobno dla każdej kondygnacji na poziomach: +0,00 m, +4,80 m, +9,60 m. W ten sposób otrzymano maksymalne dopuszczalne charakterystyczne obciążenia na stropy  $v_{n,c}$ . Rezerwy wytrzymałości rygli  $v_{n,c}/v_{n,r}$ , z uwzględnieniem działania na ich czoło sił rozporowych, obliczono na poziomach +0,00 m, +4,80 m, +9,60 m i podano w tabeli 2. Przeprowadzono również ich porównanie z wolnopodpartymi ryglami, na czole których nie działają siły rozporowe.
- 2) Obliczenia wykazały (tab. 2), że minimalne rezerwy wytrzymałości rygli  $v_{n,c}/v_{n,r}$  są zmienne i wynoszą na następujących kondygnacjach:
  - poz. ±0,00 m — 40,4%, co wystarczy aby przenieść działające na rygle faktyczne obciążenia charakterystyczne:  $q_{nf} = 113$  kN/m,  $v_{n,f} = 14,5$  kPa,  $g_{n,f} = 4,33$  kPa;
  - poz. +4,80 m — 5,1%; oraz poz. +9,60 m — 4,5%, co nie wystarcza aby przenieść działające na rygle faktyczne obciążenia charakterystyczne:  $q_{nf} = 113$  kN/m,  $v_{n,f} = 14,5$  kPa,  $g_{n,f} = 4,33$  kPa (na tych poziomach — według tabeli 2 — dopuszczalne obciążenia charakterystyczne na te rygle wynoszą:  $q_{nc} = 109$  kN/m,  $v_{n,c} = 13,84$  kPa przy  $g_{n,f} = 4,33$  kPa. Dopuszczalne obciążenie charakterystyczne na te rygle na poziomach +4,80 m ta +9,60 m jest mniejsze od faktycznego na  $(14,5 - 13,84)/14,5 \times 100\% = 4,55\%$ ;
  - w ryglach na poz. +14,4 m powstają zamiast sił rozporowych (ściskających)  $H$ , a siły rozciągania  $N$ , których wartość waha się od 1,52 kN do 24,3 kN, co powoduje że w elemencie konstrukcyjnym występuje równocześnie zginanie i rozciąganie. To potwierdzają wyniki badań rygli na tym poziomie. Rzeczywista rozwartość rys w ryglach  $w_{cre,f} = 0,25 \div 0,28$  mm jest większa niż ich wartość obliczeniowa  $w_{cre,1} = 0,206 \div 0,239$  mm przy znacznie mniejszych faktycznych obciążeniach charakterystycznych  $V_{n,f} = 0,5$  kN/m<sup>2</sup> (śnieg) w stosunku do obliczeniowych obciążeń długotrwałych  $v_n = 3,516 \div 3,692$  kN/m<sup>2</sup>. Ponieważ  $w_{cre,f} = 0,25 \div 0,28$  mm  $<$   $w_{cre,1,u} = 0,3$  mm, nie jest konieczne wzmocnienie rygli dachu.
  - rozwartość rys normalnych w ryglach stropów przy działaniu obciążeń dopuszczalnych oraz klasie betonu B20 można wyznaczyć z rysunku 3. Wynosi ona:  $w_{cre,2} = 0,243 \div 0,255$  mm  $<$   $w_{cre,2,u} = 0,4$  mm;
  - długość ramienia sił wewnętrznych  $Z_n$  w ryglach stropów przy działaniu obciążeń dopuszczalnych oraz klasie betonu B20 można wyznaczyć z rysunku 3. Wynosi ona:  $Z_n = 510$  mm i jest mniejsza o 4,5% od wartości ramienia sił wewnętrznych  $Z_n = 534$  mm

(dla wolnopodpartego rygla bez uwzględnienia działania na jego czoło sił rozporowych);

- wartość obliczeniowa wysokości strefy ściskanej betonu  $X$  w przekrojach krytycznych rygli stropów oraz klasy betonu B20 można wyznaczyć z wykresu podanego na rysunku 3. Z tabeli 2 wynika, że:  $X = 284$  mm i jest większa o 21,9% od wysokości strefy ściskanej betonu  $X = 233$  mm (dla wolnopodpartego rygla bez uwzględnienia działania na jego czoło sił rozporowych).

TABELA 2

**Wyniki obliczeń rygli ramy z uzupełnieniem faktycznych obciążeń charakterystycznych**  
**( $q_{nf} = 113$  kN/m,  $v_{n,f} = 14,5$  kPa,  $g_{n,f} = 4,33$  kPa)**

Numer kondygnacji	Numery rygla (od lewej do prawej)	Klasa betonu B	$g_{nf}$ , kN/m	Rygle z uwzględnieniem sił rozporowych			Rygle wolno podparte		Rezerwa wytrzymałości $v_{nc}/v_{nr}$	Obciążenie dopuszczalne	
				$H_{ns}$ , kN	$q_{nc}$ , kN/m	$v_{nc}$ , kN/m <sup>2</sup>	$q_{nr}$ , kN/m	$v_{nr}$ , kN/m <sup>2</sup>		$v_n$ , kN/m <sup>2</sup>	$q_n$ , kN/m
1	1	35	4,33	295,66	141,0	19,17	107,53	13,59	1,410	14,5 < $v_{nf}$ = 16,67	113 < $q_{nf}$ = 126
	2	25		289,91	137,0	18,50	102,76	12,80	1,446		
	3	35		289,66	150,0	20,67	107,53	13,59	1,521		
	4	20		290,6	<b>126,0</b>	<b>16,67</b>	97,17	11,87	<b>1,404</b>		
	5	30		290,85	145,0	19,84	105,42	13,24	1,498		
	6	20		299,43	127,0	16,84	97,17	11,87	1,419		
2	1	30	4,33	32,13	110,0	14,00	105,42	13,24	1,058	13,92 < $v_{nf}$ = 14,5	109,5 < $q_{nf}$ = 113
	2	25		62,01	113,0	14,50	102,76	12,80	1,133		
	3	25		72,75	113,5	14,59	102,76	12,80	1,140		
	4	25		70,97	113,2	14,54	97,17	11,87	1,225		
	5	25		57,12	110,0	14,00	102,76	12,80	1,094		
	6	30		27,31	<b>109,5</b>	<b>13,92</b>	105,42	13,24	<b>1,051</b>		
3	1	30	4,33	24,78	<b>109,0</b>	<b>13,84</b>	105,42	13,24	<b>1,045</b>	13,84 < $v_{nf}$ = 14,5	109 < $q_{nf}$ = 113
	2	35		33,06	113,0	14,50	107,53	13,59	1,067		
	3	30		40,37	112,0	14,34	105,42	13,24	1,083		
	4	25		43,31	109,6	13,94	102,76	12,80	1,089		
	5	25		40,64	<b>109,0</b>	<b>13,84</b>	102,76	12,80	<b>1,081</b>		
	6	30		30,97	110,0	14,00	105,42	13,24	1,058		



#### 4. Podsumowanie

Rezerwy wytrzymałości rygli żelbetowych stropów (poziom +0,00 m, +4,80 m, +9,60 m) badanej ramy szkieletu z uwzględnieniem działania na nie sił rozporowych wahają się od 40,4 do 4,5% w zależności od ich położenia w systemie ramowym szkieletu budynku.

Rygle dachu (poziom +14,40 m) praktycznie nie mają rezerw według drugiej grupy stanów granicznych (stan użyteczności) w związku z dużą faktyczną rozwartością rys  $w_{cr.1.f} = 0,25 \pm 0,28 \text{ mm} < w_{cr.1.u} = 0,3 \text{ mm}$ .

#### LITERATURA

- [1] *Starosolski W.*: Konstrukcje żelbetowe: według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2. Tom 1. Warszawa, Wyd. Naukowe PWN 2006
- [2] *Кінаш Р.І., Гладішев Д.Г.*: Визначення висоти проникнення вертикальних тріщин ультразвуковим імпульсним методом в залізобетонних ригелях поперечних рам. (Збірник наукових праць. "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди"). Вип. 10. Рівне, 2003, 104–112
- [3] *Кінаш Р.І., Гладішев Д.Г.*: Натурні дослідження ригелів багатоповерхових багатопролітних залізобетонних рам для виявлення розпирних зусиль на опорах ригелів. (Збірник наукових праць. "Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону". Вип. 59, книга 2). Київ: НДІБК, 2003, 124–130
- [4] *Григорян Г.С.*: Распор в изгибаемых элементах железобетонных статистически неопределимых систем. Изв. АН Армянской ССР, №6, 1946, 6–9
- [5] *Guyon Y.*: Etude des Phenomenes de reformation elastique revetant l'apparence plastique avant fissuration. Cinquieme Congres de l'AIPC (Lisbon-Porto). Publication preliminaire. 1956, 425–430
- [6] *Зайцев Л.Н.*: Влияние распора на несущую способность железобетонных конструкций. Новое в технологии и конструировании бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1966, 131–136
- [7] *Погребной Я.Ф.*: Расчёт балочных систем с горизонтально-неподвижными опорами. Львов, ЛПИ, 1957, 71
- [8] *Кінаш Р.І., Гладішев Д.Г.*: Рекомендації до розрахунку залізобетонних згинаних елементів з урахуванням утворення розпирних зусиль в межах рамної системи. НУ „Львівська політехніка”. Львів, 2004, 49
- [9] СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989, 80
- [10] PN-B-03264:2002 Konstrukcji betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie