Inwestor

Miasto Jelenia Góra
Plac Ratuszowy 58
58-500 Jelenia Góra

Wykonawca

PHPU s.c. "ALE" Zenon i Leszek Kusiak

ul. Parkowa 1,59-820 Zaręba
tel/fax 75 722 18 35 e-mail: biuro@alesc.pl

Jednostka projektowa:

ArtMOST

ul. Rędzińska67, 54-106 Wrocław
tel 600 425 036 ArtMOST@gmail.com www.artmost.republika.pl

Nazwa opracowania:

EKSPERTYZA TECHNICZNA

stanu technicznego wiaduktu drogowego
nad linią kolejową - ulica Goduszyńska w Jeleniej Górze.

Branża:

MOSTOWA

Nr archiwalny:	Stadium:	Data:
-	ekspertyza	04–2013

STANOWISKO	IMIĘ I NAZWISKO	UPRAWNIENIA	PODPIS
PROJEKTANT	mgr inż. Tomasz Zając	264/DOŚ/07	
ASYSTENT	mgr inż. Arkadiusz Kusiak		

SPIS TREŚCI

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA 3

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA 3

3. PODSTAWA OPRACOWANIA 3

4. MATERIAŁY WYKORZYSTANE W DOKUMENTACJI 3

5. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU 4

6. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ OBIEKTU 10

6.1. Opis elementów konstrukcji 10

6.2. Fotograficzna inwentaryzacja uszkodzeń 10

6.3. Geodezyjne pomiary spadków jezdni 19

6.4. Ocena stanu technicznego 21

6.4.1. Ustrój nośny 21

6.4.2. Ściany czołowe 22

6.4.3. Podpory 22

6.4.4. Inne nieprawidłowości stwierdzone na obiekcie 23

7. BADANIA KONSTRUKCJI i WYNIKI 23

7.1. Szczegółowy zakres badań 23

7.2. Ocena jednorodności betonu za pomocą metody sklerometrycznej 23

7.3. Lokalizacja prętów zbrojeniowych oraz ocena grubości betonowej otuliny 25

8. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI 26

8.1. Założenia do obliczeń 26

8.2. Ustrój niosący 26

8.2.1. Zestawienie obciążeń 26

8.2.2. Model obliczeniowy 28

8.2.3. Siły wewnętrzne 28

8.2.4. Wymiarowanie 29

8.1. Ściana czołowa 30

8.1.1. Schematy obciążenia 30

8.1.2. Wyciąg z obliczeń programu do ścian oporowych - stan bez uszkodzeń 31

8.1.3. Nośność ściany uszkodzonej 33

8.1.4. Nośność ściany uszkodzonej przy prowadzeniu ruchu w osi obiektu 35

8.2. Wnioski z obliczeń 35

9. KONCEPCJE PRAC NAPRAWCZYCH 36

9.1. Zakres prac doraźnych 36

9.2. Koncepcja wzmocnienia 36

9.3. Koncepcja przebudowy 36

10. WNIOSKI I ZALECENIA 37

1. PRZEDMIOT OPRACOWANIA

Przedmiotem niniejszego opracowania jest wiaduktu drogowego nad linią kolejową - ulica Goduszyńska w Jeleniej Górze.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem opracowania jest ocena stanu technicznego wyżej wymienionego wiaduktu drogowego.

W tym celu wykonano badania konstrukcji wiaduktu wraz pomiarami.

Zakres opracowania w szczególności obejmuje:

Zakres opracowania obejmuje:

- szczegółową inwentaryzację istniejącego obiektu wraz z rysunkami
- informację określającą przyczyny uszkodzeń wiaduktu
- sprawdzenie nośności ustroju niosącego i określenie jego przydatności pod kątem przebudowy
- wnioski i zalecenia dotyczące jego zabezpieczenia i naprawy w celu dalszej eksploatacji.

3. PODSTAWA OPRACOWANIA

Niniejsze opracowanie wykonano na zlecenie: Miasto Jelenia Góra, Plac Ratuszowy 58, 58-500 Jelenia Góra, zgodnie z umową nr MZDiM/03/2013 z dnia 29.03.2013.

Podstawę do sporządzenia opracowania stanowią:

- Oględziny obiektu, inwentaryzacja i materiały zdjęciowe wykonane w dniach 28.03.2013 r i 30.03.2013 r.
- Badania "in-situ" sklepienia betonowego wykonane w dniu 30.04.2013 r.
- Literatura i normy z zakresu budownictwa mostowego.

4. MATERIAŁY WYKORZYSTANE W DOKUMENTACJI

- Dokumentacja fotograficzna;
- Metryka obiektu;
- Protokół oględzin Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego z dnia 4.09.2012,
- Postanowienie nr 84/12 Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego z dnia 14.09.2012.

Podstawy techniczne obliczeń:

[1] PN-85/S-10030	Obiekty mostowe. Obciążenia
[2] PN-91/S-10042	Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.

[3] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie
[4]PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
[5] PN-B-03002:1999 Konstrukcje murowe niezbrojone – Projektowanie i obliczanie.
[6] Wzory i tablice do projektowania konstrukcji murowych niezbrojonych wg PN-B-03002:1999

5. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Przedmiotowy obiekt znajduje się nad linią kolejową nr 274 Wrocław Świebodzki - Zgorzelec, w ciągu ulicy Goduszyńskiej w Jeleniej Górze.

Obiekt jest konstrukcją trójprzęsłową łukową, wykonaną z kamienia i żelbetu. Sklepienia łukowe stanowią ustrój nośny z jazdą górą. Całkowita długość obiektu wynosi 36,66m. Rozpiętość sklepień skrajnych w świetle wynosi 7,55 m, sklepienia środkowego 8,16 m, a szerokość 6,9 m. Po obu stronach wiaduktu, na krawędziach konstrukcji łuków, zlokalizowane są murki oporowe szerokości 35-40,0 cm, wykonane z ciosów kamiennych z czapami kamiennymi oraz naprawionych odcinków z kamienia łamanego na zaprawie z betonowymi czapami. Murki mają wysokość od 50 do 90,0 cm powyżej powierzchni jezdni. Murki nad podporami mają zwiększoną grubość i poszerzone czapy. Na murkach zamontowana jest poręcz z rury stalowej o średnicy 42,5mm na wspornikach o zmiennej wysokości. Bezpośrednio pod murkami są ściany czołowe wykonane z ciosów kamiennych Przestrzeń miedzy ścianami czołowymi wypełnia zasypka konstrukcji sklepień. Ruch pojazdów odbywa się po jezdni szerokości 6,00 m ograniczonej murkami bez chodnika. Całkowita szerokość wiaduktu wynosi 7,44 m . W przęsłach skrajnych sklepienia łukowe wykonane są z ciosów kamiennych, a ich grubość wynosi 55 cm. Środkowe sklepienie łukowe wykonane jest z betonu zbrojonego, a jego grubość wynosi 60 cm.

Teren w obrębie obiektu nie jest umocniony powierzchniowo. Skarpy porośnięte są roślinnością trawiastą. W pobliżu obiektu znajdują się pojedyncze drzewa oraz krzewy.

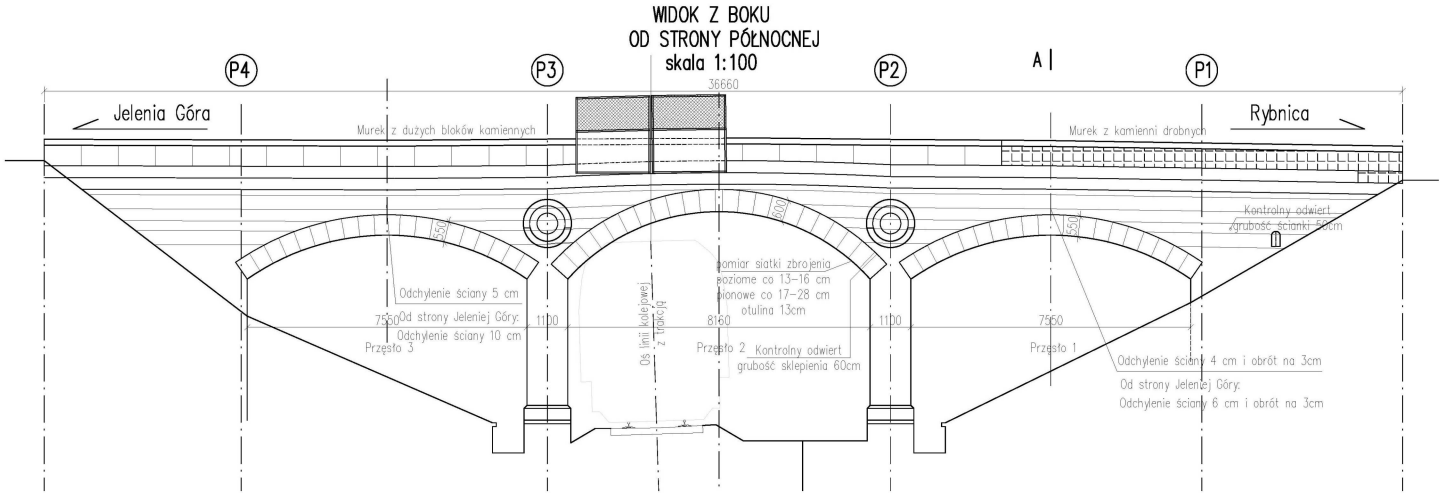
Odwodnienie obiektu odbywa się powierzchniowo za pomocą spadków poprzecznych i podłużnych.

Fot. 5.1 Wjazd na obiekt od strony Rybnicy

Fot. 5.2 Wjazd na obiekt od strony Jeleniej Góry

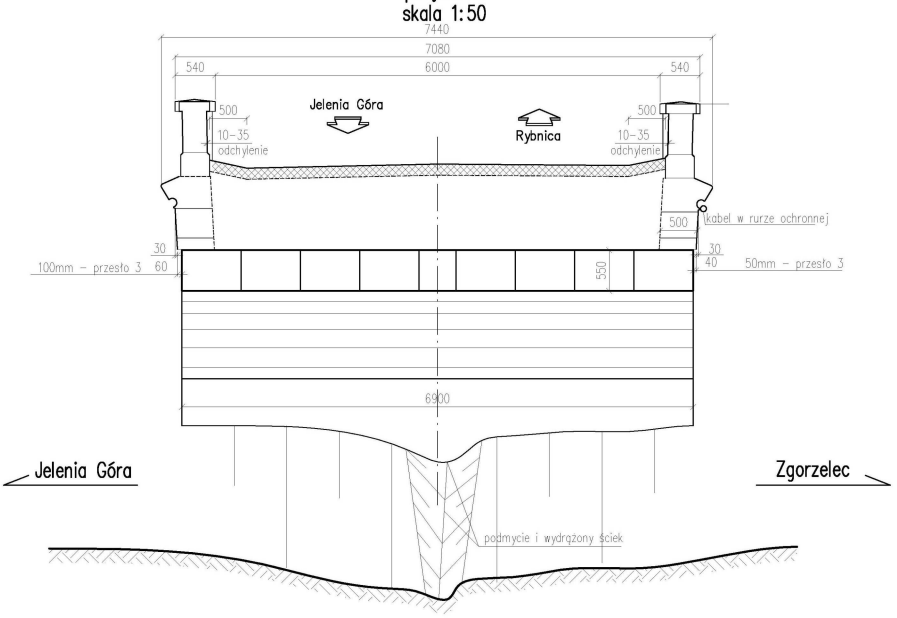
Fot. 5.3 Widok z boku od strony południowej (linia kolejowa od Jeleniej Góry)

Fot. 5.4 Widok z boku od strony północnej (linia kolejowa od Zgorzelca)

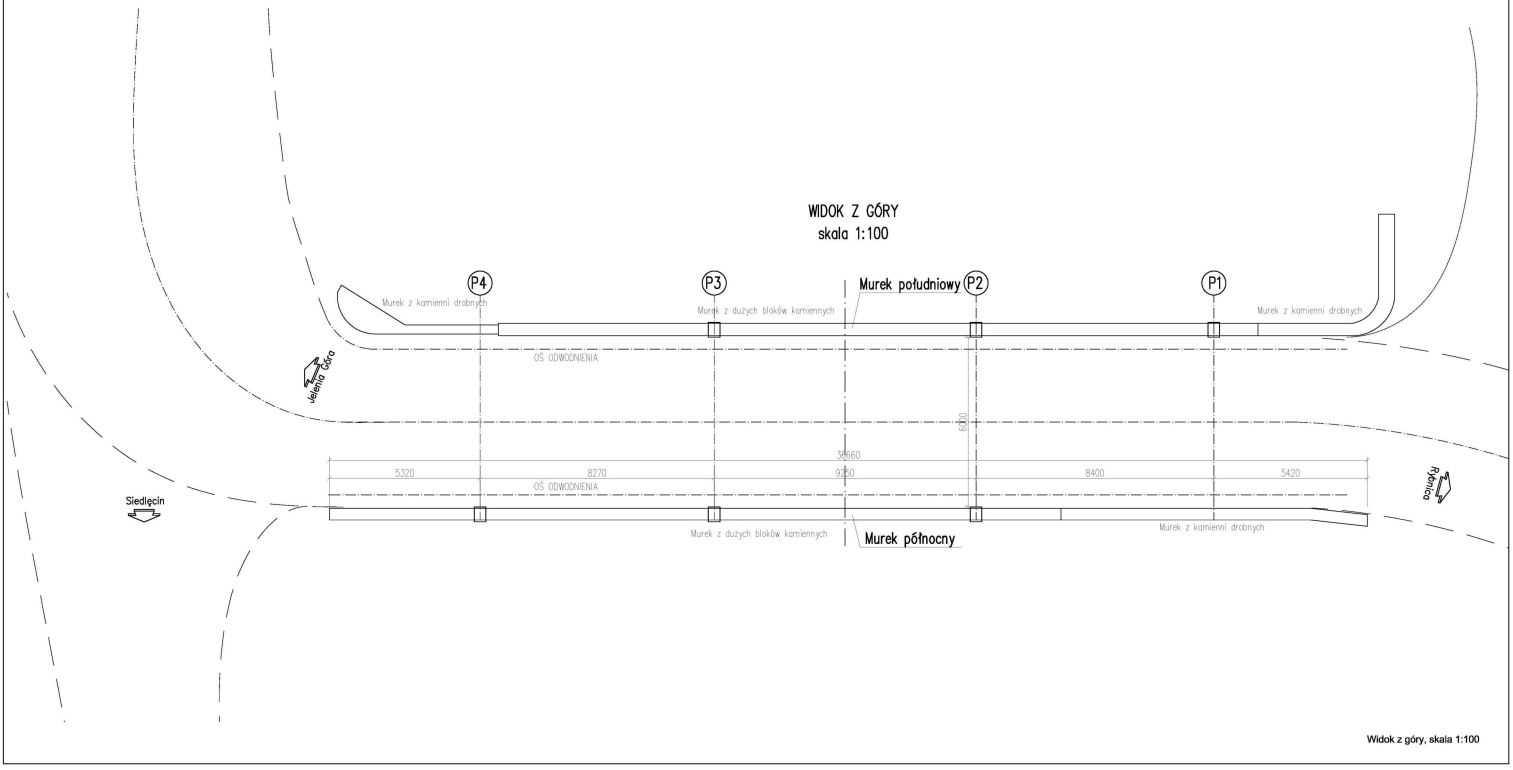


Widok z boku, skala 1:100

PRZEKRÓJ A–A
przęsło S1
skala 1:50



Przekroj poprzeczny, skala 1:50



Widok z góry, skala 1:100

6. INWENTARYZACJA USZKODZEŃ OBIEKTU

6.1. Opis elementów konstrukcji

Istniejący stan konstrukcji oceniono na podstawie oględzin obiektu przeprowadzonych w dniach 28 i 30.03.2013 r.

Do opisu uszkodzeń poszczególnych elementów konstrukcji przyjęto następujące oznaczenia:

- podpory oznaczono numerami P1, P2, P3 i P4 – jako podporę P1 oznaczono skrajne podparcie sklepienia od strony Rybnicy,
- przęsła (sklepienia) ponumerowano od S1 do S3 – jako sklepienie S1 oznaczono skrajne przęsło od strony Rybnicy,
- ściany czołowe i murki oznaczono jako południowe i północne

6.2. Fotograficzna inwentaryzacja uszkodzeń

Fot. 6.1 Pęknięcie murku południowego od strony Rybnicy

Fot. 6.1 Korozja, ubytki i uszkodzenia ekranów przeciwporażeniowych od północy

Fot. 6.1 Zakrzywienie i odchylenie muru południowego nad przęsłem S3

Fot. 6.2 Odspojenie i przesunięcie na 4 cm ściany czołowej północnej nad przęsłem S1 wraz z odchyleniem od pionu na 3 cm.

Fot. 6.2 J.w. widok w kierunku Rybnicy.

Fot. 6.2 Odspojenie i przesunięcie gzymsu murku północnego od strony Rybnicy.

Fot. 6.2 Odspojenie i przesunięcie na 6 cm ściany czołowej południowej nad przęsłem S1 wraz z odchyleniem od pionu na 3 cm.

Fot. 6.2 Spękanie ciosów kamiennych i spoin wraz z powierzchniowymi ubytkami kamienia ściany czołowej południowej od strony Rybnicy.

Fot. 6.2 Uszkodzenie osłony kabla od strony północnej w kierunku Jeleniej Góry.

Fot. 6.2 2 Odspojenie i przesunięcie na 6 cm ściany czołowej północnej nad przęsłem S3.

Fot. 6.2 2 Odspojenie i przesunięcie na 10 cm ściany czołowej południowej nad przęsłem S3.

Fot. 6.2 2 Zawilgocenia, zacieki i wykwity na podporze P1 i sklepieniu S1 wraz z podmyciem skarpy.

Fot. 6.2 2 Zawilgocenia, zacieki i wykwity na podporze P2 i sklepieniu S1.

Fot. 6.2 2 Zarysowania, zawilgocenia, zacieki i wykwity na sklepieniu betonowym S2 i podporze P2.

Fot. 6.2 2 Zarysowania, zawilgocenia, zacieki i wykwity na podporze P3 i sklepieniu betonowym S2.

Fot. 6.2 2 Zarysowania, zawilgocenia, zacieki i wykwity na podporze P3 i sklepieniu S3 wraz z wypłukaniem spoin.

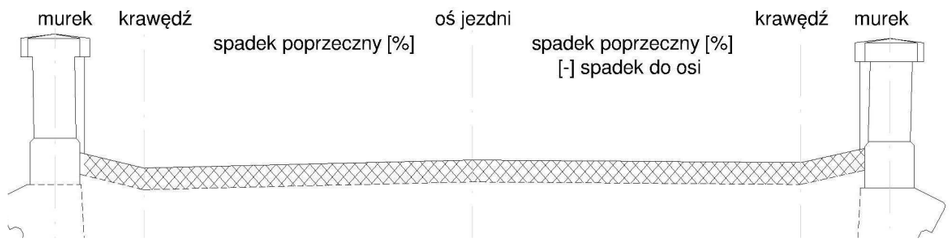
Fot. 6.2 2 Pęknięcie ciosów kamiennych na podporze P3 nad sklepieniem S3.

Fot. 6.2 2 Zarysowania, zawilgocenia, zacieki i wykwity na podporze P4 i sklepieniu S3

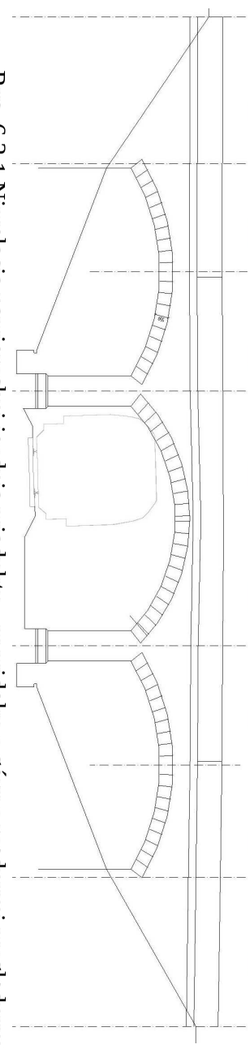
6.3. Geodezyjne pomiary spadków jezdni

Jedną z podstawowych przyczyn degradujący obiekt i wpływających na ograniczanie jego trwałości jest oddziaływanie wód powierzchniowych. W związku z powyższym wykonano pomiary geodezyjne niwelacji nawierzchni jezdni i określono spadki poprzeczne i podłużne. Zgodnie z przepisami dla skutecznego odprowadzenia wody należy zapewnić spadki poprzeczne o wartości 2% i minimalny spadek podłużny 0,5%, a przy większej długości (więcej niż 25 m) spadek podłużny powinien wynosić 2%.

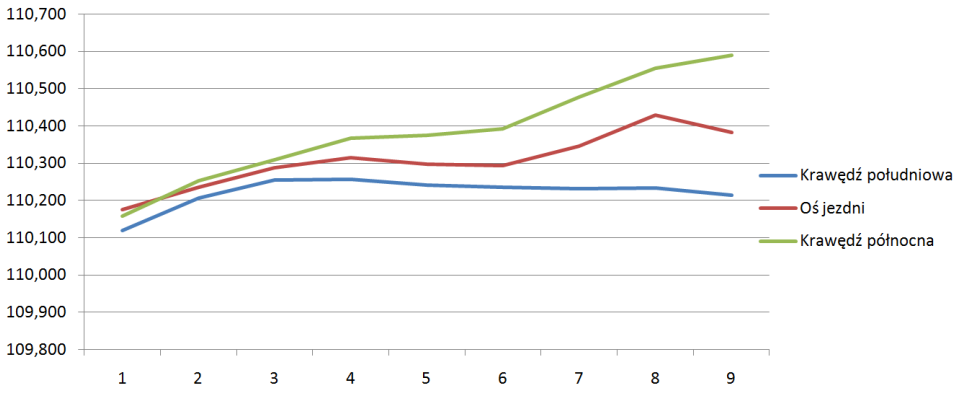
Poniżej zestawiono wyniki pomiarów niwelacyjnych w charakterystycznych przekrojach - nad podporami i środku rozpiętości przęseł.



nr pkt	1		2		3	
rzędna	109,997	-5,214	109,863	3,735	109,767	10m przed wiaduktem
	1,261		0,783		1,130	spadek podłużny [%]
	6		5		4	
	110,055	-6,070	109,899	3,113	109,819	5m przed wiaduktem
	-1,087		2,043		2,783	spadek podłużny [%]
7	8		9		10	11
110,943	110,005	-0,467	109,993	1,790	109,947	110,863	początek wiaduktu
	0,957		2,043		2,609		spadek podłużny [%]
16	15		14		13	12	
111,053	110,049	**1,479**	110,087	**0,778**	110,067	110,951	**Podpora P1**
	1,543		1,913		1,957		spadek podłużny [%]
17	18		19		20	21	
111,047	110,12	2,140	110,175	0,700	110,157	111,015	Oś przęsła P1-2
	1,891		1,304		2,087		spadek podłużny [%]
26	25		24		23	22	
111,085	110,207	**1,089**	110,235	**-0,700**	110,253	111,045	**Podpora P2**
	1,043		1,130		1,217		spadek podłużny [%]
27	28		29		30	31	
111,107	110,255	1,245	110,287	-0,856	110,309	111,083	Oś przęsła P2-3
	0,043		0,609		1,261		spadek podłużny [%]
36	35		34		33	32	
111,075	110,257	**2,257**	110,315	**-2,023**	110,367	111,053	**Podpora P3**
	-0,348		-0,391		0,174		spadek podłużny [%]
37	38		39		40	41	
111,027	110,241	2,179	110,297	-3,035	110,375	111,023	Oś przęsła P1-2
	-0,130		-0,087		0,391		spadek podłużny [%]
46	45		44		43	42	
111,045	110,235	**2,257**	110,293	**-3,891**	110,393	111,035	**Podpora P4**
	-0,087		1,130		1,826		spadek podłużny [%]
47	48		49		50	51	
111,073	110,231	4,436	110,345	-5,136	110,477	111,05	koniec wiaduktu
	0,043		1,826		1,696		spadek podłużny [%]
	58		57		52		
	110,233	7,626	110,429	-4,903	110,555		5m za wiaduktem
	-0,391		-1,000		0,739		spadek podłużny [%]
56	55		54		53		
111,041	110,215	6,537	110,383	-8,016	110,589		10m za wiaduktem



Rys. 6.3.1 Niwelacja nawierzchni jezdnia wiaduktu - w widoku z góry z rzędnymi względnymi i spadkami (na czerwono zbyt małe spadki)



Rys. 6.3.2 Profile podłużne niwelacji.

Pomiary niwelacyjne i analiza lokalna wykresów wskazuje, że na większej części powierzchni jezdni są za małe spadki i **nie zapewnione jest szybkie i skuteczne odprowadzenie wody**.

Globalna analiza wskazuje na krawędzi południowej w obrębie sklepienia S3 mogą powstawać zastoiny wodne z uwagi na wklęsły przebieg niwelety.

Jesienią 2012 roku wykonano wymianę nawierzchni co w znaczący sposób ograniczyło możliwości oddziaływania wód powierzchniowych na zasypkę i konstrukcję wiaduktu. W szczególności ukształtowanie z betonu asfaltowego przeciwspadku o szerokości 50 cm przy murkach skutecznie odsunęło degradacyjny wpływ wód. Jednakże przy podejmowaniu powyższych działań należy pamiętać również o zapewnieniu spadków zapewniających skuteczne i szybkie odprowadzenie wody poza obiekt.

Ukształtowanie przyległego terenu wskazuje, że od strony północnej z obu stron wiaduktu napływają wody wpływające na podmycie ścianek czołowych i podpór. W szczególności wody napływające drogą podporządkowaną z kierunku Siedlęcina powinny zostać odprowadzone tak, aby nie oddziaływały na wiadukt.

6.4. Ocena stanu technicznego

6.4.1. Ustrój nośny

Stan techniczny konstrukcji niosącej ulega stałemu pogorszeniu się, głównie na skutek wyługowywania zaprawy, którą powodują przecieki wody przez nieszczelności hydroizolacji. Do najistotniejszych uszkodzeń ustroju niosącego należą:

- wykwity chlorków i obsypywanie się zaprawy spoin;
- pojedyncze nacieki i wykwity na powierzchni betonu sklepienia, intensywne w szczególności w węzgłowiu łuku na połączeniu betonu sklepienia z kamiennymi

filarami, co może świadczyć o uszkodzeniu izolacji (prawdopodobnie zniszczono warstwę gliny przy odbudowie sklepienia lub nie zachowano należytej staranności);

- porosty glonów i roślinności na sklepieniach, co świadczy o stałym zawilgoceniu na spodzie sklepień, przy połączeniu ze ścianami czołowymi;
- ubytki korozyjne sklepienia;
- nieliczne podłużne i poprzeczne zarysowania betonowej powierzchni sklepienia;

Szczególnie niebezpieczne są powstałe zarysowania i ubytki spoin połączone z zaciekami i wykwitami w obszarach oparcia ścian czołowych na sklepieniach.

Powyższe uszkodzenia ograniczyły spójność i współpracę ciosów kamiennych.

6.4.2. Ściany czołowe

Najbardziej istotnym i wzbudzającym największe obawy jest stan ścian czołowych po obu stronach wiaduktu. W wyniku oddziaływania obciążeń w połączeniu z nieszczelnością nawierzchni i złym odprowadzeniem wody powstało pęknięcie w podstawie ścian czołowych na styku z konstrukcja sklepienia. Długotrwałe działanie degradacyjne doprowadziło do całkowitego odspojenia ścian czołowych i przesunięcia. W wyniku powstałych początkowych odkształceń uległa zmianie geometria i warunki stateczności ściany w wyniku powstałych dodatkowych sił i zgodnie teorią odkształceń II rzędu proces degradacji nasilił się.

Ściana południowa nad sklepieniem S3 uległa przesunięciu na 10 cm, a od strony północnej na 6 cm. Nad sklepieniem S1 przesunięcie wynosi 6 cm i 4 cm. Oprócz przesunięcia zaobserwowano odchylenia od pionu ścian czołowych, a w konsekwencji murków opartych na nich. Pomierzone odchylenia sięgają 10 % (m.in. 5cm na wysokości 50cm dla murku południowego nad podporą P2).

6.4.3. Podpory

Podpory wiaduktu posadowione są bezpośrednio. W wielu miejscach widać lokalne ubytki zaprawy spoin i kamienia podpór.

Masywne skrzydła obiektu są w znacznym stopniu zarośnięte mchem oraz trawą.

Brak izolacji w połączeniu z ukształtowaniem sklepień doprowadziło do skumulowanego gromadzenia sie wody w obrębie podpór powodując liczne zacieki, wykwity i zarysowania. Szczególnie niebezpieczne jest pojawienie sie rys pionowych na podporach pośrednich.

6.4.4. Inne nieprawidłowości stwierdzone na obiekcie

Murki po obu stronach są częściowo odchylone od pionu, a część muru odmurowanego południowego od Rybnicy jest pęknięta.

Ekrany przeciwporażeniowe są przekrzywione i nie spełniają warunków geometrycznych wymaganych przepisami. Stwierdzono zbyt małą wysokość wypełnienia pełnego (jest 87-90 cm, a powinno być 120cm) jak również całkowitej wysokości z wypełnieniem ażurowym (jest 187-190 cm, a powinno być 210cm). Od strony południowej oś ekranów nie pokrywa się z osią przebiegu sieci trakcyjnej - przesunięcie w planie wynosi 25 cm. Ekrany są zakrzywione, skorodowane i posiadają ubytki.

Balustrady z uwagi na brak chodnika teoretycznie nie pełnią roli zabezpieczenia ruchu pieszych, ale z uwagi na brak innej możliwości przekroczenia przeszkody przez pieszych w praktyce odbywa się ruch na poboczu, a zamontowane balustrady nie spełniają wymagań. Pochwyt jest zbyt wąski (jest z rury o średnicy 42mm, a powinien mieć 80 mm szerokości). Dodatkowo balustrada nad linia kolejową powinna mieć wysokość 1,3m, a ma wysokość od 1,0m do 1,1m.

Urządzenia obce w postaci kabli podwieszonych do gzymsu północnego maja uszkodzoną rurę osłonową od strony Jeleniej Góry.

7. BADANIA KONSTRUKCJI I WYNIKI

7.1. Szczegółowy zakres badań

- Zaplanowany program badawczy sklepienia betonowego obejmował ocenę jednorodności wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzonego za pomocą sklerometru Schmidta typu „N”, lokalizację prętów zbrojeniowych w zakresie niezbędnym do wyznaczenia nośności obiektu, określenie ich średnic oraz grubości betonowej otuliny. Na podstawie przeprowadzonej wizji lokalnej, badaniom poddano wybrane fragmenty konstrukcji, uznane za reprezentatywne dla całej konstrukcji obiektu. Badania materiałowe przeprowadzono na sklepieniu betonowym S2.
- Zaplanowany program badawczy sklepień i ścian czołowych z ciosów kamiennych obejmował wykonanie odwiertów kontrolnych w celu określenia grubości i ocenę stanu zapraw spoin, oddziaływanie uszkodzeń i ich wpływ na nośność globalną.

7.2. Ocena jednorodności betonu za pomocą metody sklerometrycznej

Badania przeprowadzono za pomocą sklerometru Schmidta typu „N”, realizując je zgodnie ze wskazówkami zawartymi w instrukcji fabrycznej, stosownej instrukcji ITB oraz przestrzegając wymagań określonych w PN-74/B-06262. Poniższe pomiary wykonane zostały przy okazji wykonywania badań obiektu w kwietniu 2013r.

- Sklerometr wykorzystany w badaniach poddano kontroli technicznej przed i po pomiarach. Stwierdzono, że urządzenie były w pełni sprawne.
- Jako hipotetyczne równanie regresji przyjęto równanie zalecane w instrukcji fabrycznej w postaci:

$$\mathbf{R = 0{,}011\ L^2 + 0{,}902\ L - 12{,}87}.$$

TABELA 7.1

Lp.	Kąt pomiaru [o]	Liczba uderzeń **L**										**L**śr	**L**śr spr	**R** i [MPa]	**R** i spr [MPa]
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
1	45	54	52	56	52	54	55	52	56	54	52	53,7	53,7	35,02	28,72
2	45	52	52	54	54	52	54	52	54	56	52	53,2	53,2	34,48	28,28
3	45	58	54	56	54	54	58	56	56	54	56	55,6	55,6	37,11	30,43
4	45	50	52	50	53	50	52	54	52	54	55	52,2	52,2	33,41	27,40
5	45	50	51	48	50	51	52	52	52	49	49	50,4	50,4	31,51	25,84
6	45	53	51	54	52	52	53	52	50	51	53	52,1	52,1	33,30	27,31
7	45	49	50	52	54	53	53	52	51	53	53	52,0	52,0	33,20	27,22
8	45	51	52	50	54	51	54	50	50	52	50	51,4	51,4	32,56	26,70
9	45	51	52	53	53	52	51	50	55	54	51	52,2	52,2	33,41	27,40
10	45	52	50	48	52	51	53	51	51	53	53	51,4	51,4	32,56	26,70
11	45	51	50	50	53	51	52	53	52	54	55	52,1	52,1	33,30	27,31
12	45	52	50	50	52	49	50	50	52	52	50	50,7	50,7	31,82	26,09
											Średnia =	**52,3**			**27,45**

W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano następujące wyniki:

– Odchylenie standardowe $\mathbf{s_R} = \sqrt{\dfrac{1}{\mathbf{n-1}} \sum_{\mathbf{i}=1}^{\mathbf{n}} \left(\mathbf{R_i} - \overline{\mathbf{R}}\right)^2} = 1{,}19$

– Współczynnik zmienności wytrzymałości $\nu_{\mathbf{R}} = \dfrac{\mathbf{s_R}}{\overline{\mathbf{R}}} \times \mathbf{100\%} = 4{,}34\%$

  - Z wartości współczynnika zmienności na poziomie $\nu_R = 4{,}34$ % wynika, że przypowierzchniowa warstwa betonu sklepienia ma ***bardzo dobrą*** jednorodność.

Wytrzymałość betonu można jedynie oszacować z uwagi na brak wyników ze ściskania odwiertów, a po uzyskanych wynikach z badania sklerometrycznego i stanu konstrukcji na postawie badań podobnych obiektów szacuje się wytrzymałość betonu w granicach **20-25 MPa**.

7.3. Lokalizacja prętów zbrojeniowych oraz ocena grubości betonowej otuliny

Badania przeprowadzono za pomocą metody elektromagnetycznej, wykorzystując przyrządy „Elcometer 331" model THD i „COVER-Master" model CM9, oraz dokonując bezpośrednich pomiarów w odkrywkach (odkuwkach) prętów zbrojeniowych.

- W przyjętych do badań fragmentach sklepienia S2 w rejonie podparcia zlokalizowano pręty zbrojeniowe. Zbadano także rozstaw prętów w sklepieniu i grubość otuliny prętów.
- W sklepieniu stwierdzono niejednorodny rozstaw zbrojenia podłużnego i poprzecznego przy bardzo grubej otulinie. Pręty poprzeczne rozmieszczone są w rozstawach co 13 -16 cm, a pręty podłużne w rozstawach co 17 - 28 cm. Otulina prętów głównych wynosi 13-14 cm. Niejednorodny i zbyt duży rozstaw zbrojenia, a w szczególności grubość otuliny wskazuje, że przy ocenie nośności ustroju należy traktować obiekt jako betonowy nie zbrojony - w związku z powyższym nie przeprowadzano dodatkowych odkrywek zbrojenia z celu uniknięcia niszczenia konstrukcji zgodnie z zaleceniem Inwestora.

8. STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA ANALIZA KONSTRUKCJI

8.1. Założenia do obliczeń

Analizę statyczno – wytrzymałościową istniejącego drogowego wiaduktu sklepionego przeprowadzono dla ustroju nośnego i ścian czołowych.

Obliczenia opierają się na założeniu sprężystej pracy konstrukcji. Metodą obliczeń są naprężenia liniowe w konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa.

Obliczenia wykonano stosując program do analizy statycznej konstrukcji „Autodesk Robot Structural Analysis 2011", dodatkowego modułu programu do obliczeń ścian oraz przy zastosowaniu arkusza kalkulacyjnego Microsoft Excel w części zasadniczej, tj. przy zestawieniu obciążeń i sprawdzeniu naprężeń.

W obliczeniach ustroju niosącego uwzględniono obciążenia normowe rozłożone na grubości zasypki w postaci obciążeń rozłożonych pionowych i poziomych od hamowania.

Ściana czołowa w rzeczywistości ma zmienna wysokość, a analizie obliczeniowej poddano przekrój w 1/6 rozpiętości sklepienia skrajnego jako przekroju miarodajnego o wysokości zasypki h = 1,54 m.

8.2. Ustrój niosący

8.2.1. Zestawienie obciążeń

Obciążenie stałe

strefa jezdni
Konstrukcja łuku

Obciążenie zdefiniowano automatycznie jako ciężar elementów skończonych w modelu MES

Grunt - zdefiniowano automatycznie jako ciężar elementów skończonych w modelu MES

kolumny zastępcze	0,2*20=	4	*0,9=	3,60	*1,5=	6,00
	Gj=	**4,00**	**Gj(-)=**	**3,60**	**Gj(+)=**	**6,00**

Obciążenie ruchome

Obciążenie obliczeniowe

Obciążenie taborem samochodowym wg:
- Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych

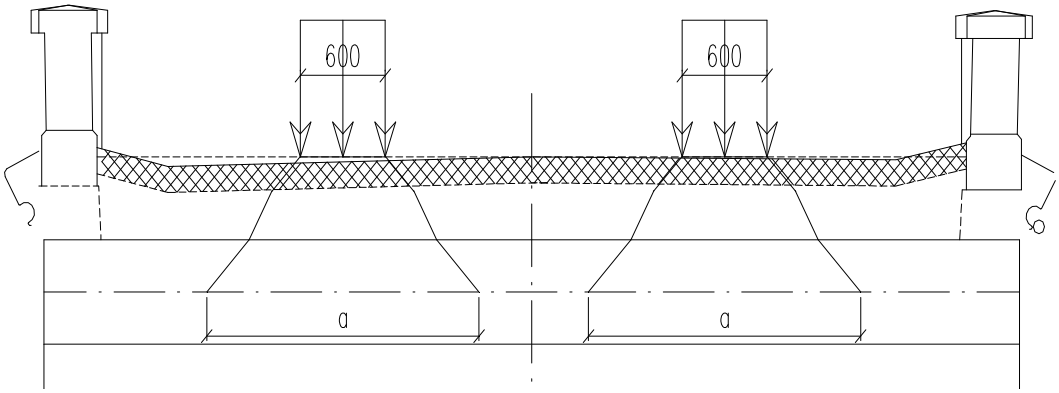
obciążenie pionowe
współczynnik dynamiczny
φ = 1,35-0,005*7,55 = **1,312** < 1,325
h1= 0,5
φ(h)= **1,31225**
współczynnik obliczeniowy
γ = 1,312 *1,5= **1,968**

obciążenie osi
Klasa C **P** 100*γ **196,84** **kN\m^2**

Obciążenie rozłożone

Obciążenie kół rozłożono na powierzchnię 0,2x0,6m

Rozkład poprzeczny obciążenia



Nr osi obciążenia		Klasa C	
Obciążenie skupione P=		50	
grubosc nawierzchni		0,20	
Wysokość naziomu		0,5	
Szerokosc koła		0,6	
Grubość sklepienia		0,6	
Szerokość rozkładu a=		1,920	m
Długość rozkładu w kluczu		1,520	m
pow. rozłożenia		2,918	
Rozstaw osi		1,200	m

Zamodelowano obciążenie ruchome jako równomiernie rozłożone

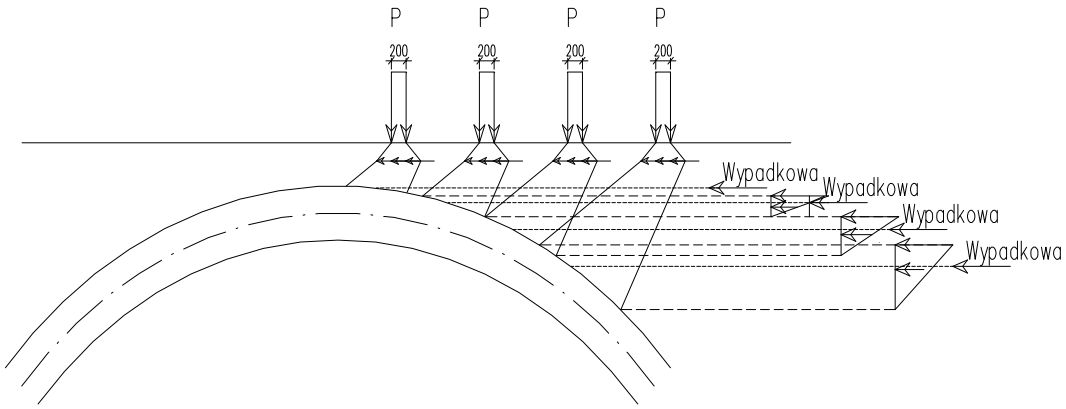
szerokość	a=	1,920	m
długość	l=	4,800	m
pow. rozłożenia		9,216	
Obciążenie rozłożone		**21,70**	**kN\m^2**
Obliczeniowe ze wsp.		42,72	

Siła hamowania

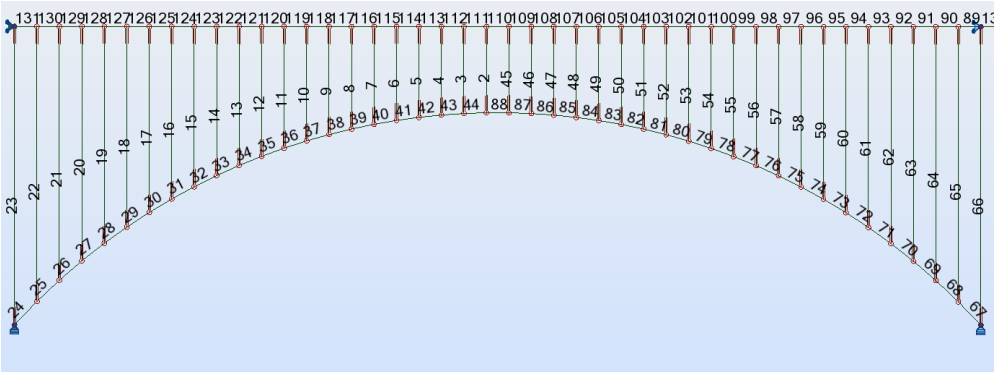
Nr osi obciążenia	P	
Obciążenie skupione P=	50	kN
Szerokość rozkładu a=	1,920	m
Składowa sily pionowej	0,10	
Siła pozioma	**2,60**	**kN**
Obliczeniowe ze wsp.	3,39	kN

Rozkład podłużny obciążenia

Rozkład obciążenia od hamowania



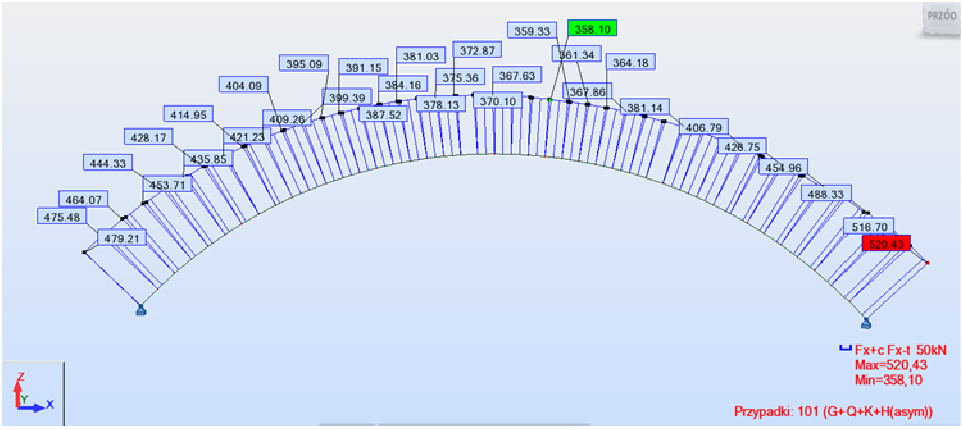
8.2.2. Model obliczeniowy



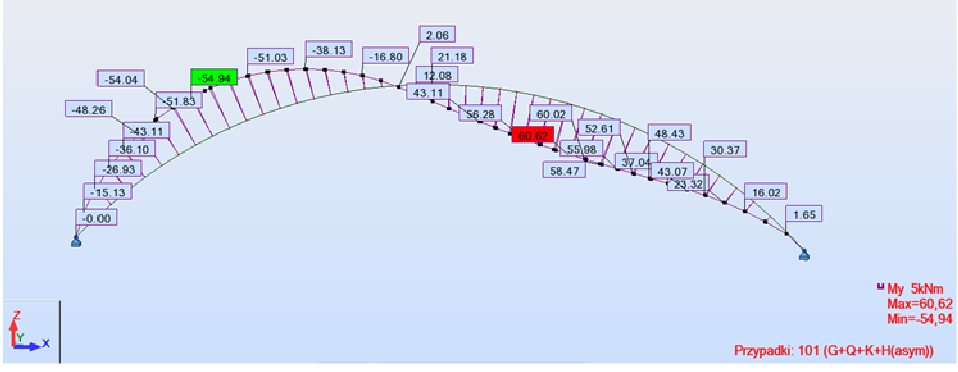
8.2.3. Siły wewnętrzne

Siły wewnętrzne - od ciężaru stałego i obciążenia klasy C - asymetria

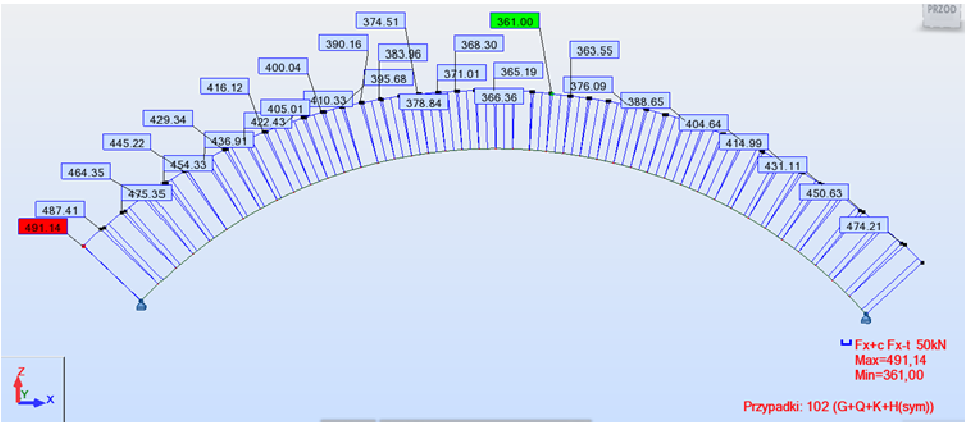
- siły osiowe w sklepieniu



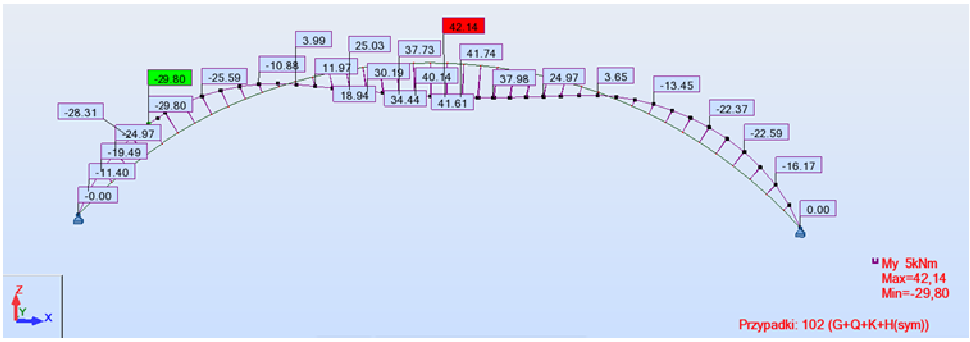
- momenty zginające w sklepieniu



Siły wewnętrzne - od ciężaru stałego i obciążenia klasy C - symetria
- siły osiowe w sklepieniu



- momenty zginające w sklepieniu



8.2.4. Wymiarowanie

- układ obciążenia asymetrycznego
Grubość łuku g= 0,6 m

			Naprężenia			strefa ściskana	Napr. Krawędz.
Fx	My	e	Smax	Smin	Średnie	a	S
kN	kNm	m	kPa	kPa	kPa	m	kPa
380	60,62	0,160	1643,67	-377,00	633,33	0,488057	**1557,196**

Naprężenia w zredukowanym przekroju strefy ściskanej
- brak przenoszenia naprężeń przez strefę rozciąganą

S(Fx) =	**778,598**	**kPa**	**0,78**	**MPa**
S(My) =	**1730,137**	**kPa**	**1,73**	**MPa**
S=	**2508,735**	**kPa**	**2,51**	**MPa**

- układ obciążenia symetrycznego

Grubość łuku g= 0,6 m

Fx	My	e	Naprężenia Smax	Smin	Śśrednie	strefa ściskana a	Napr. Krawędz. S
kN	kNm	m	kPa	kPa	kPa	m	kPa
361	42,14	0,117	1304,00	-100,67	601,67	0,557	**1296,229**

Naprężenia w zredukowanym przekroju strefy ściskanej
- brak przenoszenia naprężeń przez strefę rozciąganą

S(Fx) = 648,1143 kPa 0,65 MPa

S(My) = 1311,771 kPa 1,31 MPa

S= 1959,886 kPa 1,96 MPa

8.1. Ściana czołowa

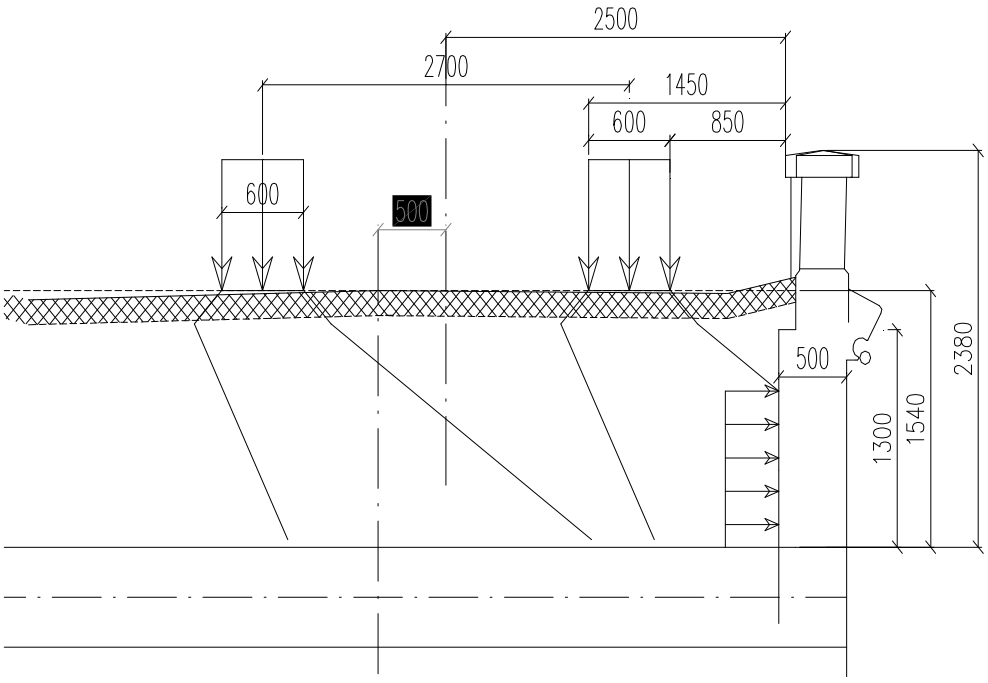
8.1.1. Schematy obciążenia

Sprawdzenie stateczności ściany czołowej wykonano dla przekroju w 1/6 rozpiętości sklepienia dla wysokości naziomu **h= 1,54 m**

Rozkład obciążenia:

	Klasa C			**Klasa D**			**Klasa E**	
P=	50	**kN**	P=	40	**kN**	P=	30	**kN**
a=	0,6		a=	0,6		a=	0,6	
L=	4,8		L=	4,8		L=	4,8	
q(K)=	**17,36111**	**kN/m2**	**q(K)=**	**13,88889**	**kN/m2**	**q(K)=**	**10,41667**	**kN/m2**

Schemat obciążenia przy minimalnej odległości od ściany



Obliczenia przeprowadzono modułem do obliczania ścian czołowych programu: „Autodesk Robot Structural Analysis 2011”

8.1.2. Wyciąg z obliczeń programu do ścian oporowych - stan bez uszkodzeń

KLASA D -

- **Grunty za ścianą:**

Opis:

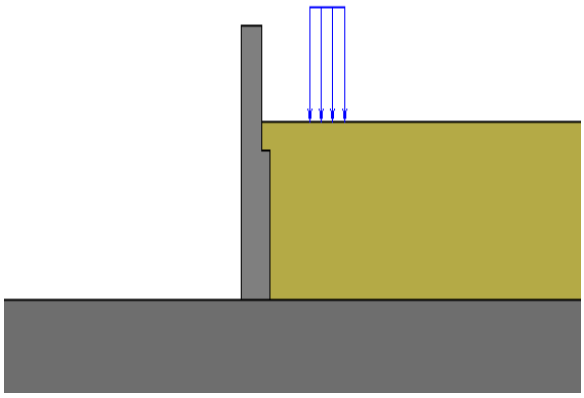
Lp.	Nazwa gruntu	Poziom* *[cm]*	Miąższość *[cm]*	Typ konsolidacji	Typ wilgotności	I_D/I_L
1	Piasek średni	154,00	154,00	-	wilgotne	0,200

* Względem prawego dolnego punktu stopy

Parametry:

Lp.	Spójność *[kN/m2]*	Kąt tarcia *[Deg]*	Ciężar obj. *[kN/m3]*	M *[MN/m2]*	Mo *[MN/m2]*
1	0,00	31,13	18,00	61,54	55,38

Obciążenia



- **Zestawienie obciążeń**

·

· *1 równomiernie rozłożone*

· a1 stała x1 = 0,85 (m) x2 = 1,45 (m) **P = 13,89 (kN/m2)**

Wyniki obliczeń geotechnicznych

·

· *PARCIA*

·

Parcie i odpór gruntu : zgodnie z przemieszczeniami muru
Współczynniki parć i odporów granicznych i spoczynkowych dla gruntów:

Średni kat nachylenia naziomu ε = 0,00 (Deg)
Kat nachylenia ściany β = 0,00 (Deg)

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_2) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_2) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \le K_o \le K_p$$

Grunty za ścianą:

Lp.	Nazwa gruntu	Poziom *[cm]*	Kąt tarcia *[Deg]*	Ka	Ko	Kp
1.	Piasek średni	154,00	31,13	0,288	0,483	4,436

- Uogólnione przemieszczenia graniczne

. odpór 0,130
. parcie 0,013
.

OBRÓT

.

- Kombinacja wymiarująca: 1,000*CM + 1,200*GZ + 1,000*a1
- Zredukowane obciążenie wymiarujące:
  N=-28,23 (kN/m) My=-10,07 (kN*m) Fx=-9,99 (kN/m)
- Moment obracający: Mo= 5,18 (kN*m)
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu: M_{uf} = 7,20 (kN*m)
- **Współczynnik bezpieczeństwa: M_{uf} * m / M_0 = 1,002 > 1,000**

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: 1,000*CM + 1,200*GZ + 1,000*a1
- Zredukowane obciążenie wymiarujące:
  N=-28,23 (kN/m) My=-10,07 (kN*m) Fx=-9,99 (kN/m)
- Zastępczy wymiar stopy: A = 50,00 (cm)
- Współczynnik tarcia:
  - gruntu (na poziomie posadowienia): μ = 0,502
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 100,000 %
- Spójność: C = 0,00 (kN/m2)
- Wartość siły poślizgu: Q_{tr} = 9,99 (kN/m)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi muru:
- Q_{tf} = N * μ + C * A
- - w poziomie posadowienia: Q_{tf} = 14,17 (kN/m)
- **Współczynnik bezpieczeństwa: Q_{tf} * m / Q_{tr} = 1,021 > 1,000**

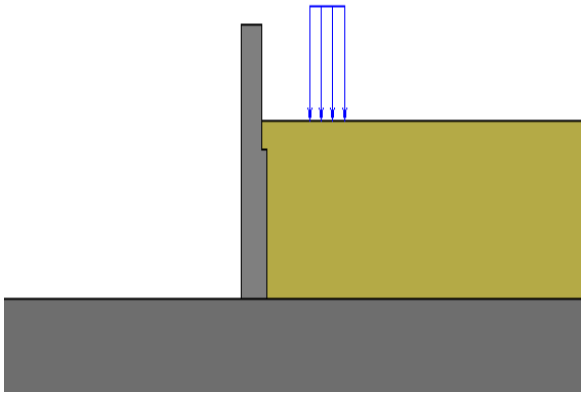
Maksymalne obciążenie spełniające warunki stateczności ściany oporowej bez uwzględnienia uszkodzeń i oddziaływania wód odpowiada klasie obciążeń D obciążeń normowych wg PN-85/S-10030. Ciężar pojazdów dopuszczalnych do eksploatacji po obiekcie mógłby wynieść 200 kN (20 ton).

Jednakże z uwagi na stan uszkodzeń i degradujące oddziaływanie wód przeprowadzono obliczenia uzupełniające uwzględniające uszkodzenia.

8.1.3. Nośność ściany uszkodzonej

W obliczeniach uwzględniono przesuniecie ściany i wynikający z tego faktu mimośród i zmniejszenie podstawy.

Obciążenia



- **Zestawienie obciążeń**

1 równomiernie rozłożone
a1 stała x1 = 0,85 (m) x2 = 1,45 (m) **P = 4,00 (kN/m2)**
2 skupione na ścianie
a2 stała z = 0,00 (m) V = -0,00 (kN) H = -0,00 (kN) M = 0,10 (kN*m)

5. Wyniki obliczeń geotechnicznych

PARCIA

Parcie i odpór gruntu : zgodnie z przemieszczeniami muru
Współczynniki parć i odporów granicznych i spoczynkowych dla gruntów:

Średni kat nachylenia naziomu ε = 0,00 (Deg)
Kat nachylenia ściany β = 0,00 (Deg)

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_2) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta_2) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_2) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta_2) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \le K_o \le K_p$$

Grunty za ścianą:

Lp.	Nazwa gruntu	Poziom *[cm]*	Kąt tarcia *[Deg]*	Ka	Ko	Kp
1.	Piasek średni	154,00	31,13	0,288	0,483	4,436

- Uogólnione przemieszczenia graniczne

odpór 0,130
parcie 0,013

OBRÓT

- Kombinacja wymiarująca: 1,000*CM + 1,200*GZ + 1,000*a1 + 1,000*a2
- Zredukowane obciążenie wymiarujące:
  N=-25,47 (kN/m) My=-7,44 (kN*m) Fx=-7,93 (kN/m)
- Moment obracający: Mo= 4,16 (kN*m)
- Moment zapobiegający obrotowi fundamentu: M_{uf} = 5,76 (kN*m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $M_{uf} * m / M_0 = 0,996 < 1,000$

POŚLIZG

- Kombinacja wymiarująca: 1,000*CM + 1,200*GZ + 1,000*a1 + 1,000*a2
- Zredukowane obciążenie wymiarujące:
  N=-25,47 (kN/m) My=-7,44 (kN*m) Fx=-7,93 (kN/m)
- Zastępczy wymiar stopy: A = 44,00 (cm)
- Współczynnik tarcia:
  - gruntu (na poziomie posadowienia): μ = 0,502
- Współczynnik redukcji spójności gruntu = 100,000 %
- Spójność: C = 0,00 (kN/m2)
- Wartość siły poślizgu: Q_{tr} = 7,93 (kN/m)
- Wartość siły zapobiegającej poślizgowi muru:
- $Q_{tf} = N * \mu + C * A$
- - w poziomie posadowienia: Q_{tf} = 12,78 (kN/m)
- Współczynnik bezpieczeństwa: $Q_{tf} * m / Q_{tr}$ = 1,161 > 1,000

Wpływ przesunięcia ściany na aktualną nośność

Wysokość ściany	h=	2,38	
szerokość przesunięcia	s=	0,06	m
ciężar ściany	g=	24	kN/m3

Dodatkowe obciążenie od mimośrodowe położenia ściany

M=	h*s*g*s/2	0,1028	kNm

Maksymalne obciążenie	**q(K)=**	**4**	**kN/m2**	
odpowiada to		38,4	%	obciążenia klasy E

Klasa E:	150	kN	15 ton
nośność	**57,6**	**kN**	**5,76 ton**

8.1.4. Nośność ściany uszkodzonej przy prowadzeniu ruchu w osi obiektu

Jako uzupełnienie obliczeń sprawdzono nośność przy założeniu przejazdu pojazdu środkiem jezdni. Da to odpowiedź na ewentualne możliwości prowadzenia działań doraźnych.

Aktualna nośność przy prowadzeniu ruchu w osi wiadktu

Maksymalne obciążenie	q(K)=	8	kN/m2	
odpowiada to		76,8	%	obciążenia klasy E
Klasa E:		150	kN	15 ton
nośność		**115,2**	**kN**	**11,52 ton**

8.2. Wnioski z obliczeń

Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej należy stwierdzić, że w obecnej chwili przedmiotowy wiadukt **nie spełnia wymagań klas obciążeń normowych wg PN-85/S-10030.** Wg normy min. klasa E odpowiada dopuszczeniu pojazdów o ciężarze 150 kN (15 ton).

O nośności obiektu decyduje zły stan ścian czołowych, których przesunięcie zmieniło schemat statyczny i ograniczyło nośność. Po uwzględnieniu stanu uszkodzeń nośność obiektu wynosi 50 kN (5 ton).

Z obliczeń wynika, że przy przejeździe pojazdów środkiem jezdni możliwe jest dopuszczenie większych obciążeń (do 200 kN - 20 ton) jednakże obecne oznakowanie nie zapewnia tego warunku, a postępująca degradacja znacząco ogranicza trwałość.

Obliczenia ustroju niosącego wskazują, że w sklepieniach naprężenia nie przekraczają 3 MPa od obciążeń klasy C (30 ton) co potwierdza właściwą pracę konstrukcji i przydatność ustroju do przebudowy.

Nośność z uwagi na uszkodzone ściany czołowe pozwala dopuścić na obiekcie ruch pojazdów samochodowych o masie całkowitej do 5 ton.

9. KONCEPCJE PRAC NAPRAWCZYCH

9.1. Zakres prac doraźnych

W ramach doraźnych prac naprawczych należy ograniczyć skrajnię poziomą obiektu zapewniając wahadłowy przejazd pojazdów środkiem jezdni.

Zwraca się uwagę na należyte oznakowanie wprowadzanych zmian z uwagi na niedostateczną widoczność na dojazdach do wiaduktu.

Do czasu przeprowadzenia remontu lub przebudowy należy prowadzić monitoring obiektu.

9.2. Koncepcja wzmocnienia

W celu przywrócenia nośności obiektu należy zabezpieczyć ściany czołowe nad sklepieniami skrajnymi np. przez wykonanie ściągów stalowych wraz z elementami stalowymi stabilizującymi ściany.

9.3. Koncepcja przebudowy

Z uwagi na brak spełnienia wymaganych przepisami parametrów zalecana jest przebudowa obiektu.

W ramach przebudowy należy np. wykonać płytę odciążającą nad sklepieniami na całej długości obiektu wraz odbudową ścian czołowych zapewniając jednocześnie:

- poszerzenie obiektu
- wykonanie wymaganych spadków poprzecznych i podłużnych wraz z systemem odwodnienia (sączki, wpusty i kolektory),
- wyposażenie w krawężniki i w bariery ochronne poprawiające widoczność,
- wykonanie izolacji i nawierzchni dla zapewnienia szczelności i ochrony sklepienia i podpór przed oddziaływaniem wód,

Należy w trakcie procesu projektowania zwrócić szczególną uwagę na zmienną podatność podłoża pod projektowaną płytą z uwagi na zmienną wysokość zasypki wynikającą ze sklepienia. Niezbędne jest wykonstruowanie takich rozwiązań, aby w środku rozpiętości sklepień, gdzie sztywność podłoża jest największa, zminimalizować przekazywanie obciążenia i zapewnić przekazanie reakcji w strefy podporowe. Brak właściwy rozwiązań może doprowadzić do niewłaściwej pracy ustroju łukowego i przeciążenia sklepień.

Jednocześnie nie należy odtwarzać murków po obu stronach jezdni, ponieważ ograniczają one widoczność.

Obiekt nie zapewnia prowadzenia ruchu pieszych dlatego należy rozważyć budowę kładki dla pieszych obok obiektu lub chodnika na konstrukcji wsporczej opartej na filarach. Jednakże możliwości konstruowania wsporników na filarach są ograniczone z uwagi na powstałe uszkodzenia podpór i niezbędne jest ich wzmocnienie.

10. WNIOSKI I ZALECENIA

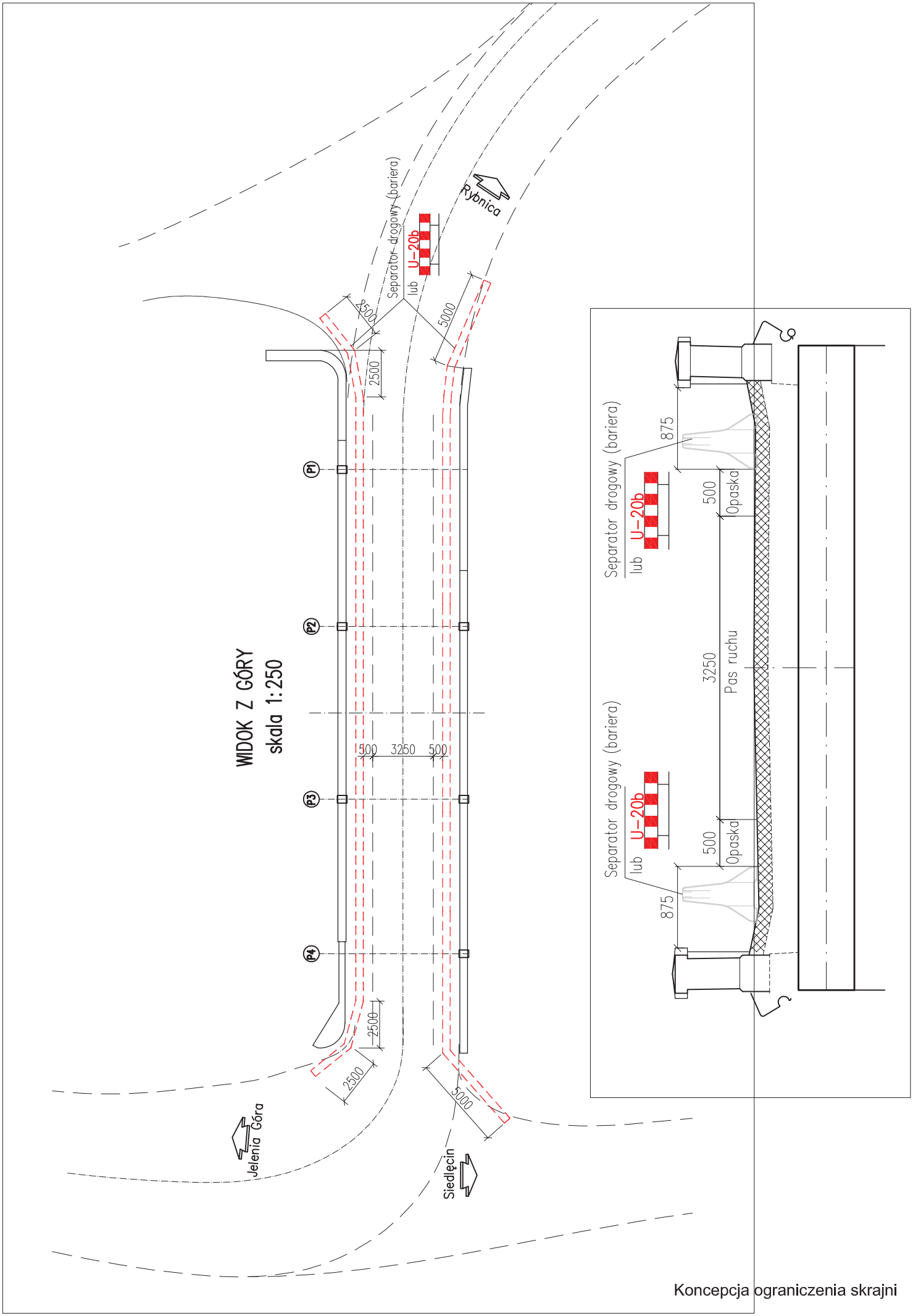
- **W wyniku przeprowadzonych oględzin stwierdza się, że przedmiotowy obiekt uległ widocznej i daleko posuniętej degradacji. Ogólny stan techniczny obiektu jest zły. Konieczne jest podjęcie działań naprawczych w celu powstrzymania procesu niszczenia.**
- **Obliczenia statyczno wytrzymałościowe wykazały, że obecna nośność z uwagi na uszkodzone ściany czołowe pozwala dopuścić na obiekcie ruch pojazdów samochodowych o masie całkowitej do 5 ton. Jednocześnie stan sklepień i wyniki otrzymanych naprężeń od obciążeń klasy C (30 ton) potwierdza właściwą pracę konstrukcji i przydatność ustroju do przebudowy.**
- **Ściany czołowe uległy przesunięciu z uwagi na brak szczelności nawierzchni i złe spadki co doprowadziło do przenikania wód i w konsekwencji do degradacji.**
- **Długotrwały proces oddziaływania wód doprowadził do zacieków na sklepieniu w obrębie pod ścianami czołowymi, a w konsekwencji do spękań.**
- **Brak izolacji w połączeniu z ukształtowaniem sklepień doprowadziło do skumulowanego gromadzenia sie wody w obrębie podpór powodując liczne zacieki, wykwity i zarysowania. Szczególnie niebezpieczne jest pojawienie sie rys pionowych na podporach pośrednich.**
- **Stwierdzono, że na obiekcie na większej części powierzchni jezdni są za małe spadki i nie zapewnione jest szybkie i skuteczne odprowadzenie wody.**
- **Istniejące murki po obu stronach jezdni ograniczają widoczność i skrajnię obiektu.**
- **Wyposażenie jest w złym stanie (uszkodzone są urządzenia obce i ekrany przeciwporażeniowe).**
- **W związku z powyższym należy rozważyć konieczność przeprowadzenia przebudowy obiektu dla uzyskania odpowiedniej nośności i trwałości.**
- **Należy monitorować obiekt minimum raz na miesiąc – sprawdzając intensywność przesunięcia i obrotu ścian czołowych i zarysowania sklepienia**
- **Doraźnie rozważyć obustronne zwężenie skrajni i wprowadzenie ruchu wahadłowego**
- **Jeżeli uszkodzenia będą postępować należy do czasu wykonania przebudowy obiektu zabezpieczyć ściany czołowe nad sklepieniami skrajnymi np. przez wykonanie ściągów stalowych wraz z elementami stalowymi stabilizującymi ściany.**

- **W ramach bieżących prac należy wyregulować ustawienie ekranów przeciwporażeniowych. Istniejąca konstrukcja ekranów przeciwporażeniowych jest właściwa jedynie stwierdzono niewłaściwe zamontowanie. Należy lokalnie naprawić uszkodzoną siatkę na ekranach i skorygować położenie wysokościowe i ustawić ekrany w osi sieci trakcyjnej.**

  Górna krawędź ekranu powinna być na wysokości 2,1 m powyżej nawierzchni.

- **Sposób obustronnego zwężenia skrajni jezdni w celu zabezpieczenia przed najazdem pojazdów w bezpośredniej bliskości murków należy wykonać zgodnie z proponowaną koncepcją.**

  W ramach zawężenia należy wyłączyć z ruchu po 87,5 cm z każdej strony pozostawiając pas ruchu w osi wiaduktu o szerokości 3,25 m wraz z opaskami obustronnymi o po 0,5 m.



Koncepcja ograniczenia skrajni