

EKSPERTYZA TECHNICZNA

Nazwa zadania: **Przebudowa wiaduktu w ciągu ul. Gołężyckiej**

Adres obiektu: **Wiadukt drogowy nad linią kolejową
w ciągu ul. Gołężyckiej w Poznaniu
gmina Poznań
powiat poznański
województwo wielkopolskie**

Inwestor: **Miasto Poznań Zarząd Dróg Miejskich
ul. Wilczak 17
61-623 Poznań**



Inwestor zastępczy: **Poznańskie Inwestycje Miejskie sp. z o.o.
Plac Wiosny Ludów 2
61-831 Poznań**



Jednostka projektowa: **MPont Michał Bekier
Sycewo 55
62-610 Sompolno**

Autorzy opracowania

STANOWISKO	IMIĘ I NAZWISKO	NR UPRAWNIENÍ	PODPIS
Opracował	mgr inż. Michał Bekier	WKP/0101/POOM/07	
Opracował	mgr inż. Michał Wołoszyński	WKP/0073/POOM/05	

ZAWARTOŚĆ OPRACOWANIA

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1.	Tytuł opracowania.....	4
2.	Inwestor.....	4
3.	Zamawiający.....	4
4.	Podstawa opracowania.....	4
5.	Normy i inne przepisy.....	4
6.	Przedmiot opracowania.....	4
7.	Istniejące zagospodarowanie terenu.....	5
8.	Istniejąca konstrukcja obiektu.....	5
8.1.	Ustrój nośny obiektu.....	5
8.2.	Podpory obiektu.....	6
8.3.	Łożyska.....	6
8.4.	Izolacja.....	6
8.5.	Krawężniki.....	6
8.6.	Nawierzchnia części jezdnej.....	7
8.7.	Nawierzchnia części chodnikowej.....	7
8.8.	Dylatacje.....	7
8.9.	Bariery, balustrady i osłony przeciwporażeniowe.....	7
8.10.	Odwodnienie.....	7
8.11.	Urządzenia obce.....	8
9.	Opis uszkodzeń części chodnikowej.....	8
9.1.	Uszkodzenia nawierzchni.....	8
9.2.	Uszkodzenia konstrukcji.....	8
9.3.	Uszkodzenia podpór.....	9
9.4.	Uszkodzenia barier, balustrad i osłon.....	10
9.5.	Uszkodzenia urządzeń obcych.....	10
10.	Dokumentacja fotograficzna.....	11
11.	Wyniki badań wytrzymałości betonu sklerometrem Schmidta typu N.....	31
11.1.	Wyniki badań dla przyczółka nr 1.....	31
11.2.	Wyniki badań dla przyczółka nr 5.....	32
11.3.	Wyniki badań dla filarów tarczowych.....	33
12.	Proponowane warianty przebudowy.....	34
12.1.	Wariant nr 1 – Przebudowa wiaduktu z wykorzystaniem istniejących elementów oraz budowa niezależnej kładki.....	34
12.2.	Wariant nr 2 - Budowa nowego obiektu.....	35
13.	Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe wiaduktu w przypadku przebudowy z wykorzystaniem jego istniejącej konstrukcji.....	36

13.1. Założenia do obliczeń	36
13.2. Charakterystyki geometryczne przekrojów.....	36
13.3. Zebranie obciążeń.....	37
13.4. Modele obliczeniowe	40
13.5. Wyniki obliczeń statycznych	41
13.6. Wyniki obliczeń wytrzymałościowych	46
13.7. Podsumowanie obliczeń.....	47
14. Szacunkowe przedmiary i kosztorysy.....	47
14.1. Założenia ogólne do przedmiarów i kosztorysów	47
14.2. Wariant nr 1 – Przebudowa wiaduktu z wykorzystaniem istniejących elementów oraz budowa niezależnej kładki	48
14.3. Wariant nr 2 - Budowa nowego obiektu	51
15. Wnioski.....	52

II. OŚWIADCZENIE

III. UPRAWNIENIA I PRZYNALEŻNOŚĆ DO PIIB

IV. ŚWIADECTWO KONTROLI MŁOTKA SCHMIDTA

V. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

1. Plan orientacyjny
2. Przekrój poprzeczny – stan istniejący
3. Widok z boku – stan istniejący
4. Widok z góry – stan istniejący
5. Wariant nr 1 – Przekrój poprzeczny wiaduktu drogowego wykorzystującego elementy istniejące
6. Wariant nr 1 – Widok z boku wiaduktu drogowego wykorzystującego elementy istniejące
7. Wariant nr 1 – Przekrój poprzeczny kładki pieszo-rowerowej
8. Wariant nr 1 – Widok z boku kładki pieszo-rowerowej
9. Wariant nr 2 – Przekrój poprzeczny całkowicie nowego wiaduktu
10. Wariant nr 2 – Widok z boku całkowicie nowego wiaduktu

I. CZĘŚĆ OPISOWA

1. Tytuł opracowania

Przebudowa wiaduktu w ciągu ul. Gołężyckiej.

2. Inwestor

Miasto Poznań Zarząd Dróg Miejskich
ul. Wilczak 17
61-623 Poznań

3. Zamawiający

Poznańskie Inwestycje Miejskie sp. z o.o.
Plac Wiosny Ludów 2
61-831 Poznań

4. Podstawa opracowania

Podstawą opracowania ekspertyzy jest:

- 1) Umowa zawarta z Miastem Poznań, na rzecz którego działa PIM sp. z o.o. dotycząca opracowania ekspertyzy technicznej w zakresie możliwości przebudowy wiaduktu w ciągu ulicy Gołężyckiej.
- 2) Wytyczne i zarządzenia obowiązujące na obszarze m. Poznań.
- 3) Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie – Dz. U. Nr 63 poz. 735 z późn. zm.
- 4) Polskie normy, ustawy i zarządzenia oraz aprobaty IBDiM.

5. Normy i inne przepisy

- 1) PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- 2) PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- 3) PN-S-10040:1999 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe żelbetowe i sprężone. Wymagania i badania
- 4) PN-82/S-10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie
- 5) PN-89/S-10050 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Wymagania i badania
- 6) Inne normy związane z wyżej wymienionymi
- 7) Aprobaty techniczne wydane przez IBDiM

6. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest sporządzenie ekspertyzy technicznej dotyczącej możliwości przebudowy wiaduktu nad linią kolejową w ciągu ulicy Gołężyckiej.

Opracowanie będzie stanowić podstawę do analizy techniczno-ekonomicznej planowanego remontu, przebudowy bądź budowy nowego wiaduktu.

7. Istniejące zagospodarowanie terenu

Przedmiotowy wiadukt znajduje się w Poznaniu w ciągu ul. Gołężyckiej na odcinku pomiędzy ulicą Obodrzycką a ulicą Baranowską. Jego przeznaczeniem jest przeprowadzenie ruchu samochodowego i pieszego nad dwutorowymi, zelektryfikowanymi liniami kolejowymi nr 272 relacji Kluczbork – Poznań Główny i nr 352 relacji Swarzędz – Poznań Starołęka. Geograficznie wiadukt usytuowany jest na kierunku południowy zachód – północny wschód.

Po stronie południowo – zachodniej, w niedalekiej odległości od końców skrzydełek podpory skrajnej (na potrzeby niniejszego opracowania, oznaczonej nr 1) ulica Gołężycka krzyżuje się z ulicą Łżańską i gruntową drogą biegnącą wzdłuż torów.

Poziom niwelety jezdni na obiekcie jest zbliżony do poziomu północno – wschodniego odcinka ulicy Gołężyckiej (od strony ul. Obodrzyckiej). Zaraz za obiektem, niweleta wyraźnie opada ku dołowi, ograniczając mocno widoczność na w/w skrzyżowaniu.

Tory kolejowe przebiegają w głębokim wykopie umożliwiającym wpasowanie pod konstrukcją skrajni kolejowej o wysokości 5,70 m. Tory linii nr 272 relacji Kluczbork – Poznań Główny krzyżują się z osią obiektu pod kątem zbliżonym do 90°. Tory linii nr 352 relacji Swarzędz – Poznań Starołęka, z uwagi na przebieg trasy na łuku, krzyżują się pod kątem mniejszym niż 90°.

8. Istniejąca konstrukcja obiektu

8.1. Ustrój nośny obiektu

Wiadukt w ciągu ulicy Gołężyckiej jest konstrukcją ciągłą, czteroprzęsłową o rozpiętościach przęseł mierzonych w osiach podparcia $7,30+12,75+12,75+7,30=40,10$ m.

Na wszystkich podporach, podparcie realizowane jest za pośrednictwem łożysk stalowych stałych. Taki rodzaj łożyskowania jest nietypowy, a wręcz nieprawidłowy. Łożyska stałe umożliwiają konstrukcji swobodę obrotów jednak nie pozwalają jej na swobodne przemieszczanie. Skutkuje to tym, że przez lata eksploatacji ustrój nośny przejmował zarówno w kierunku podłużnym jak i poprzecznym oddziaływania pochodzenia reologicznego i termicznego.

Zbyt krótkie skrajne przęsła oraz podpory skrajne nie posiadające fundamentów, a przede wszystkim duże problemy ze szczelnością skrajnych dylatacji, stanowią poważne przesłanki aby móc postawić tezę, że na podporach skrajnych pojawia się odrywanie.

Ustrój nośny przedmiotowego obiektu jest konstrukcją zespoloną stalowo – betonową. Część stalową stanowi układ czterech dźwigarów wykonanych z kształtowników walcowanych HEB500, połączonych ze sobą za pośrednictwem poprzecznic w ruszt. Belki główne występują w rozstawie co 180 cm. W ustroju można wyróżnić dwa typy poprzecznic. Pierwszym są poprzecznice z ceownika 220, natomiast drugim są belki poprzeczne z dwuteownika 500. Pierwszy typ jest przeważający i występujący w strefach podporowych. Poprzecznice drugiego typu znajdują się w strefach środkowych przęseł. Zastosowanie bardziej wiotkich poprzecznic w strefach podporowych najprawdopodobniej miało na celu zmniejszenie oddziaływań poprzecznych z ustroju na łożyska. Konstrukcja stalowa została podzielona na segmenty montażowe. Wszystkie styki zarówno belek głównych jak i poprzecznic wykonano jako nitowane.

Na konstrukcji została wykonana żelbetowa płyta pomostowa o grubości 18 cm pod częścią jezdnią i dodatkowo dwa wsporniki o grubości około 15 cm w częściach przeznaczonych dla ruchu pieszego. Stan płyty pomostowej jest niezadowolający, głównie z powodu zniszczeń spowodowanych przeciekającą izolacją.

Szerokość całkowita ustroju nośnego wynosi 9,80 m, z czego 7,00 m przypada na jezdnię i po 1,40 m na obustronne chodniki.

8.2. Podpory obiektu

Podpory skrajne stanowią przyczółki żelbetowe o grubości około 1,30 m, wysokości korpusu około 2,10 m i szerokości 7,50 m. Do korpusu zostały podwieszone trójkątne skrzydełka boczne o długości 3,70 m (podpora nr 1) i 4,20 m (podpora nr 5). Ścianka zaplecza o grubości 30 cm i wysokości około 1,10 m została wykonana jako osobny element nie związany w sposób monolityczny z korpusem i skrzydełkami. Na obu podporach skrajnych nie wykonano fundamentów. Faktura materiału na podporze nr 5 świadczy o tym, że na przestrzeni okresu eksploatacji przyczółek został przebudowany.

Podpory pośrednie wykonano w postaci tarcz żelbetowych o grubości 25 cm, szerokości 6,40 m i wysokości od 4,85 do 4,90 m. W górnej części podpory zostały wykonane oczepy o grubości 40 cm i wysokości 60 cm. Podpory pośrednie zostały wykonane jako podpory wahaczowe, to znaczy takie, które na obu końcach mają wykształcone przeguby. W górnej części podpory przegub realizowany jest poprzez zastosowanie łożyska. W dolnej części przegub realizowany za pośrednictwem przekładki z papy lub innego materiału, oddzielającego podporę od fundamentu oraz rzędu prętów stalowych rozmieszczonych w osi podpory.

8.3. Łożyska

Nad wszystkimi podporami, dźwigary zostały oparte na oczepach podpór za pośrednictwem łożysk stalowych stałych. Łączna ilość łożysk wynosi 20 sztuk, po 4 na każdej podporze.

8.4. Izolacja

Na żelbetowej płycie pomostowej została ułożona izolacja z papy, która została wywinęta na pionowe ścianki wsporników podchodnikowych, tworząc w ten sposób szczelną wannę, w której została ułożona nawierzchnia. W obrębie jezdni izolację stanowi najprawdopodobniej pojedyncza warstwa papy.

Ponieważ okres budowy obiektu jest odległy, można przypuszczać, że izolacja została wykonana ze zwykłej papy o osnowie jutowej lub tekturowej przyklejonej do podłoża za pośrednictwem lepiku bitumicznego.

8.5. Krawężniki

Na obiekcie nie występują krawężniki. Wewnętrzna krawędź wspornika podchodnikowego została zabezpieczona przed uszkodzeniami stalowym kątownikiem walcowanym 75x75 mm

8.6. Nawierzchnia części jezdnej

Nawierzchnia na części jezdnej najprawdopodobniej jest trójwarstwowa. Pierwszą, najniższą stanowi warstwa profilująca z betonu niekonstrukcyjnego (B10 lub B15) o grubości od około 4 cm do 9 cm (10 cm) ułożona bezpośrednio na izolacji. Warstwa profilująca pełniła również rolę warstwy ochronnej. Na warstwie ochronnej została ułożona warstwa ścieralna z mas bitumicznych o grubości około 4 cm. Najwyższą warstwę stanowi nowa warstwa ścieralna z mas bitumicznych również o grubości około 4 cm, ułożona po uprzednim sfrezowaniu już w okresie eksploatacji obiektu. Obecnie szacunkowa grubość nawierzchni mierzona od górnej powierzchni do izolacji wynosi około 15 cm.

8.7. Nawierzchnia części chodnikowej

Nawierzchnię na częściach chodnikowych stanowi warstwa z mas bitumicznych o grubości około 4 cm. Podczas oględzin nie było możliwości stwierdzenia obecności jakiegokolwiek izolacji na wspornikach podchodnikowych, ale istnieją przesłanki świadczące o jej braku.

8.8. Dylatacje

Podczas oględzin nie stwierdzono żadnych urządzeń dylatacyjnych. Pomiedzy konstrukcją a podporami skrajnymi pozostawione zostały jedynie szczeliny, które w rejonie wsporników zostały częściowo zasklepione. Nad podporami skrajnymi, w obrębie jezdni zostały wykonane dylatacje bitumiczne lub jedynie wymiana nawierzchni o szerokości pasma około 50 cm. W obrębie chodników, w rejonie dylatacji dokonano jedynie wymiany fragmentów nawierzchni.

8.9. Bariery, balustrady i osłony przeciwporażeniowe

Na obiekcie, na zewnętrznej krawędzi obiektu, ruch pieszy zabezpieczają stalowe balustrady z płaskowników o wysokości 110 cm.

Nad torami kolejowymi do balustrady przykręcono osłony przeciwporażeniowe o wysokości 210 cm i łącznej długości $4 \times 8,00 = 32,00$ m.

8.10. Odwodnienie

Woda opadowa z jezdni i chodników pierwotnie miała być odprowadzana powierzchniowo do ścieków przy krawędzi jezdni a następnie poza obiekt na przyległe skarpy. Jednakże na skutek nieprawidłowego remontu nawierzchni (wspomniano w punkcie 8.6) praktycznie zlikwidowano spadki poprzeczne na jezdni, co niewątpliwie obniżyło skuteczność odprowadzania wody.

Podczas wizji terenowej nie stwierdzono występowania żadnych sączków. W związku z powyższym, woda spod nawierzchni próbuje znaleźć ujście wszelkimi nieszczelnościami w izolacji, niszcząc w ten sposób płytę pomostową.

8.11. Urządzenia obce

Po północno – wschodniej części wiaduktu zabetonowano we wsporniku chodnikowym szereg wsporników ze stalowych ceowników walcowanych o wysokości 80 mm. Na beleczkach została ułożona stalowa rura osłonowa o średnicy około $\varnothing 160$, w której zostały poprowadzone przewody elektryczne bądź telekomunikacyjne.

9. Opis uszkodzeń części chodnikowej

9.1. Uszkodzenia nawierzchni

Nawierzchnia jezdni na obiekcie jest w zadowalającym stanie. Nie stwierdzono żadnych znaczących pęknięć ani ubytków. Niepokojący jest brak spadków poprzecznych, utrudniający spływ wód opadowych z obiektu (patrz pkt 8.10) (Fot. nr 1).

Stan techniczny nawierzchni jezdni w obrębie dojazdów jest już zdecydowanie gorszy. Począwszy od końców skrzydeł, na nawierzchni występują liczne spękania podłużne i poprzeczne tworzących często gęstą siatkę, przez które woda opadowa przenika do dolnych warstw. (Fot. nr 2 i 3)

Krawężniki betonowe ustawione na wewnętrznych krawędziach łuku mają zbyt małą wysokość oraz wykazują liczne spękania wraz ze znaczną ilością ubytków materiałów.

Pobocza porośnięte są bujną roślinnością i nie posiadają wymaganych spadków.

Nawierzchnia na chodnikach również znajduje się w złym stanie technicznym. Na znacznej powierzchni chodnika północno - zachodniego stwierdzono pęcherze (niektóre pęknięte) (Fot. nr 4) powstałe prawdopodobnie w wyniku procesów parowania wilgoci zawartej pod nawierzchnią oraz pojedyncze pęknięcia poprzeczne. Wzdłuż kątowników zabezpieczających wewnętrzną krawędź wspornika, występują podłużne spękania i ubytki, w których miejscami rozwija się roślinność (Fot. nr 4, 5, 6). Na styku gzymsu i nawierzchni stwierdzono lokalną wegetację mchów (Fot. nr 7).

9.2. Uszkodzenia konstrukcji

Podczas oględzin na powierzchniach bocznych i dolnych dźwigarów stalowych stwierdzono liczne, drobne ogniska korozji (Fot. nr 9, 10, 11, 13). Na styku z płytą pomostową przejawy korozji są większe i świadczą o nieszczelności izolacji na płycie pomostowej (Fot. nr 10, 12). Fragmenty belek i poprzecznic w rejonie podpór skrajnych uległy znacznej korozji. Korozja w tych rejonach posunęła się na tyle głęboko, że dochodzi do łuszczenia i ubytków materiału. W celu zabezpieczenia przed dalszym utlenianiem, dwuteowniki zostały wysmarowane smarem. Skrajne łożyska są w bardzo złym stanie. Procesy korozji posunęły się do tego stopnia, że wszystkie powierzchnie łożysk pokryte są rdzawym nalotem z tlenków i wodorotlenków żelaza oraz występują postępujące procesy łuszczenia skutkujące znacznymi ubytkami w strukturze materiału (Fot. nr 14, 15, 16, 17). Na spodniej powierzchni pasów dolnych, w obszarach nad torami, występują zanieczyszczenia i przebarwienia będące wynikiem oddziaływania spalin pochodzących z pojazdów szynowych (Fot. nr 9, 11, 13, 24).

Konstrukcja stalowa nie uległa zwichrzeniu oraz nie wykazuje żadnych poważniejszych odkształceń, które byłyby możliwe do stwierdzenia podczas oględzin

Płyta pomostowa od spodu zanieczyszczona jest nalotem pochodzącym od pojazdów poruszających się po torach (Fot. nr 9, 11, 13, 24). Dodatkowo na spodzie można zaobserwo-

wać rdzawe wykwity i przebarwienia (Fot. nr 11, 12, 24). Na wspornikach występują poprzeczne pęknięcia wzdłuż, których utworzyły się nacieki z węglanu wapnia. Pęknięcia najlepiej są widoczne w okolicach przęsła 4-5 (Fot. nr 18, 19). Na przęsłach pośrednich, pod jezdnią, występują poprzeczne pęknięcia płyty pomostowej. Wzdłuż niektórych pęknięć nastąpiło odspojenie otuliny i odsłonięcie zbrojenia (Fot. nr 10, 11, 13). Na końcach płyty pomostowej, w rejonie dylatacji, występują na znacznych powierzchniach ubytki materiału w konsekwencji czego wystaje silnie skorodowane zbrojenie. Dodatkowo w rejonie szczelin dylatacyjnych wystają obfite nacieki węglanu wapnia (Fot. nr 20, 21).

Beton gzymsów na skutek reakcji chemicznych pomiędzy związkami znajdującymi się w powietrzu i w betonie uległ procesom karbonatyzacji. Proces zewnętrznie objawia się wzrostem porowatości betonu, na skutek której wilgoć z powietrza ma ułatwiony dostęp do stali zbrojeniowej, co w połączeniu ze wzrostem zakwaszenia betonu, sprzyja korozji stali zbrojeniowej. Zjawisko widoczne jest przede wszystkim na bocznych powierzchniach gzymsów. Faktura betonu jest niejednorodna, mocno porowata, sprawiająca wrażenie wyplukania spoiwa cementowego. W obrębie przęsła 3-4 i 4-5, po stronie południowo – wschodniej, występują znaczne ubytki betonu gzymsów, pod którymi pojawiły się nacieki z węglanu wapnia. Ubytki w okresie eksploatacji zostały nieudolnie naprawione (Fot. nr 22, 23). Po stronie północno – zachodniej, w rejonie przęsła 3-4, występuje znaczny ubytek betonu odsłaniający kotwienie balustrady i zbrojenie (Fot. nr 24).

Naprawa uszkodzeń płyty w świetle konieczności podniesienia klasy obciążenia obiektu jest nieracjonalna ze względów zarówno ekonomicznych jak i technicznych.

9.3. Uszkodzenia podpór

Stan techniczny podpory nr 1 jest bardzo zły. Działanie czynników atmosferycznych jak również woda opadowa spływająca z dylatacji spowodowały odspojenie spoiwa cementowego na praktycznie wszystkich powierzchniach licujących się z powietrzem. Wyraźnie widoczne jest kruszywo użyte do sporządzenia mieszanki betonowej. Lokalnie zostało odsłonięte zbrojenie, które na przestrzeni czasu uległo znacznej korozji. Dodatkowo na elewacji można dostrzec rdzawe wykwity. Na ławie podłożyskowej i ciosach występują znaczne ubytki betonu, będące konsekwencją działania wody opadowej (Fot. nr 25, 26, 27). Na północno – zachodnim skrzydełku występuje długie pęknięcie ukośne biegnące od korpusu do wspornika podchodnikowego (Fot. nr 28). Na górnej krawędzi wspornika, usytuowanego po wewnętrznej stronie łuku drogi występuje ubytek betonu oraz odsłonięte zbrojenie (Fot. nr 29).

Stan techniczny podpór pośrednich jest zadowalający. Beton nie uległ intensywnej erozji, za wyjątkiem niewielkiego pęknięcia w przegubie podpory nr 3, nie zaobserwowano innych pęknięć ani większych ubytków betonu (Fot. nr 30, 31, 32, 33). Wytrzymałość betonu filarów tarczowych podpór pośrednich określono na B25, co pozwala zaadoptować je w przypadku przebudowy istniejącego wiaduktu.

Podpora nr 5 przejawia takie same uszkodzenia jak podpora nr 1. Podczas oględzin nie zaobserwowano jedynie pęknięć skrzydełek. Na elewacji widać wyraźnie zakres przebudowy przyczółka, przy czym jakość „dołożonego” betonu jest znacznie niższa niż pierwotnego. Pomiedzy starszą a nowszą częścią można zaobserwować wyraźną bruzdę powstałą w wyniku niewłaściwego połączenia się obu betonów (Fot. nr 34, 35, 36). Podobnie jak na przyczółku nr 1, i w tym przypadku, na górnej krawędzi wspornika, usytuowanego po wewnętrznej stronie łuku drogi występuje ubytek betonu oraz odsłonięte zbrojenie (Fot. nr 37).

Wytrzymałość betonu podpór przyczółków określono na B15. W przypadku przebudowy istniejącego wiaduktu przyczółki należy rozebrać całkowicie i wybudować od nowa.

9.4. Uszkodzenia barier, balustrad i osłon

Stan techniczny balustrad i osłon przeciwporażeniowych jest akceptowalny. Poza powierzchniowymi oznakami korozji głównie w rejonie przeciągu, dolnych odcinków słupków i szczelinek nie zaobserwowano żadnych większych uszkodzeń (Fot. nr 38, 39). Balustrady nie przejawiają większych deformacji.

Podczas oględzin stwierdzono na jednej z osłon przeciwporażeniowych niewielki ubytek powłoki malarskiej (Fot. nr 39).

9.5. Uszkodzenia urządzeń obcych

Wsporniki podtrzymujące rurę osłonową jak również sama rura pokryte są nalotem tlenków żelaza (Fot. nr 40). Korozja nie zaszła na tyle daleko aby w znaczący sposób osłabić przekroje. Podczas oględzin nie stwierdzono żadnych ubytków w strukturze materiału.

10. Dokumentacja fotograficzna



Fot. 1. Widok nawierzchni na obiekcie. Widok na dylatację na jezdni.



Fot. 2. Pęknięcia na nawierzchni na dojeździe od strony ul. Baranowskiej. Zniszczone krawężniki i porośnięte pobocza.



Fot. 3. Pęknięcia na nawierzchni na dojeździe od strony ul. Obodrzyckiej. Zniszczony krawężnik.



Fot. 4. Pęcherze na nawierzchni.



Fot. 5. Ubytki nawierzchni chodnika. Wegetacja roślinna



Fot. 6. Pęknięcia nawierzchni przy kątowniku zabezpieczającym krawędź wspornika. Pęknięcia poprzeczne.



Fot. 7. Mech w szczelinie pomiędzy gzymsem i nawierzchnią. Pęknięcie poprzeczne.



Fot. 8. Ubytek nawierzchni przy kątowniku zabezpieczającym krawędź wspornika. Wegetacja roślinna.



Fot. 9. Zanieczyszczenia ustroju nośnego pochodzące od spalin pojazdów szynowych. Nacieki spowodowane przesączeniem się wody przez płytę pomostu.



Fot. 10. Korozja na styku dźwigara i płyty pomostowej. Łuszczenie się otuliny. Wystające skorodowane zbrojenie.



Fot. 11. Drobne ogniska korozji na konstrukcji stalowej. Nacieki spowodowane przesączaniem się wody. Zabrudzenia pochodzące od spalin taboru. Rdzawe nacieki na płycie pomostu. Odslonięte zbrojenie.



Fot. 12. Korozja na styku płyty pomostowej i dźwigara. Rdzawe nacieki na płycie pomostowej.



Fot. 13. Pęknięcie poprzeczne płyty pomostowej. Drobne ogniska korozji na konstrukcji stalowej.



Fot. 14. Korozja poprzecznic podporowej.



Fot. 15. Korozja dźwigara przy dylatacji przy podporze nr 1. Zabezpieczenie antykorozyjne smarem. Korozja łożyska.



Fot. 16. Korozja dźwigara przy dylatacji przy podporze nr 5. Zabezpieczenie antykorozyjne smarem. Korozja łożyska.



Fot. 17. Korozja łożyska.



Fot. 18. Poprzeczne pęknięcia wspornika. Nacieki z węglanu wapnia wzdłuż pęknięć.



Fot. 19. *Poprzeczne pęknięcia wspornika. Nacieki z węglanu wapnia wzdłuż pęknięć.*



Fot. 20. *Ubytki betonu płyty pomostowej przy podporze nr 1. Intensywne nacieki z węglanu wapnia.*



Fot. 21. Ubytki betonu na gzymsie przy dylatacji podpory nr 1.



Fot. 22. Ubytki betonu na południowo – wschodnim gzymsie. Nacieki z węglanu wapnia. Nie-
dbała naprawa.



Fot. 23. Mocno skarbonizowany fragment gzymsu. Niedbała naprawa.



Fot. 24. Duży ubytek betonu na gzymsie w przęśle 5-6. Odślonięte kotwienie balustrady.



Fot. 25. Widok na przyczółek nr 1.



Fot. 26. Znaczna erozja betonu. Duże ubytki. Brak spoiwa cementowego na powierzchniach licowych – widoczne kruszywo i skorodowane zbrojenie.



Fot. 27. Znaczna erozja betonu. Duże ubytki. Brak spoiwa cementowego na powierzchniach licowych – widoczne kruszywo i skorodowane zbrojenie



Fot. 28. Lokalne braki spoiwa cementowego. Pęknięcie ukośne skrzydła.



Fot. 29. *Ubytek betonu na wewnętrznej krawędzi wspornika podchodnikowego.*



Fot. 30. *Widok na podporę nr 2.*



Fot. 31. Widok na podporę nr 3.



Fot. 32. Widok na podporę nr 4.



Fot. 33. Pęknięcie w przegubie podpory nr 3.



Fot. 34. Widok na podporę nr 5. Widoczny zakres nadbudowy przyczółka. Znaczna erozja betonu. Brak spoiwa cementowego na powierzchniach licowych.



Fot. 35. Znaczna erozja betonu. Brak spoiwa cementowego na powierzchniach licowych. Wystające skorodowane zbrojenie.



Fot. 36. Znaczna erozja betonu. Brak spoiwa cementowego na powierzchniach licowych. Wystające skorodowane zbrojenie.



Fot. 37. Nacieki z węgla wapnia na rurce sączka.



Fot. 38. Korozja elementów balustrady.



Fot. 39. Niewielki ubytek powłoki malarskiej.



Fot. 40. Korozja rury osłonowej i wsporników.

11. Wyniki badań wytrzymałości betonu sklerometrem Schmidta typu N

11.1. Wyniki badań dla przyczółka nr 1

Badaniu wytrzymałości betonu poddano przyczółek nr 1. Miejsc badań zlokalizowano po obu stronach skrzydeł pod ławą podłożyskową. Szczegółowa lokalizacja punktów znajduje się na rysunku nr 3. W każdym miejscu przeprowadzono 9 serii odczytów.

Wszystkie badania zostały wykonane młotkiem Schmidta typu N o numerze seryjnym N-34 159985, który posiada aktualne świadectwo kontroli nr US 480/2018 wydane przez firmę Viateco sp. z o.o., która jest autoryzowanym dystrybutorem i serwisantem urządzeń firmy Proceq.

Tab. 1. Wyniki badań – liczba odbicia

Nr pkt.	L. 1	L. 2	L. 3	L. 4	L. 5	L. 6	L. 7	L. 8	L. 9	L. śr.	L. spr.
1.1.	34	30	32	34	32	32	32	34	32	32,4	32,4
1.2.	30	28	32	34	34	30	32	34	34	32,0	32,0

Analiza wytrzymałości betonu na podstawie norm:

- PN-74/B-06262 - Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N;
- PN-88/B-06250 Beton zwykły.

Wskaźnik liczby odbicia

$$L_s = 32,2$$

$$s_L = 1,8005$$

$$v_L = 5,1855\%$$

Współczynniki poprawkowe

$$w_1 = 1,0$$

$$w_2 = 1,0$$

$$w_3 = 1,0$$

Współczynniki kierunkowe krzywej hipotetycznej

$$a = 0,045$$

$$b = -1,000$$

$$c = 8,000$$

Wytrzymałość betonu

$$R_{\text{śr}} = 22,5 \text{ MPa}$$

$$s_R = 3,4 \text{ MPa}$$

$$v_R = 15,2319\%$$

$$R_{\text{min}} = 16,9 \text{ MPa}$$

Badany beton przyczółka nr 1 spełnia wymagania wytrzymałości dla klasy B15 (C12/16).

11.2. Wyniki badań dla przyczółka nr 5

Badaniu wytrzymałości betonu poddano przyczółek nr 5. Miejsc badań zlokalizowano po obu stronach skrzydeł pod ławą podłożyskową. Szczegółowa lokalizacja punktów znajduje się na rysunku nr 3. W każdym miejscu przeprowadzono 9 serii odczytów.

Wszystkie badania zostały wykonane młotkiem Schmidta typu N o numerze seryjnym N-34 159985, który posiada aktualne świadectwo kontroli nr US 480/2018 wydane przez firmę Viateco sp. z o.o., która jest autoryzowanym dystrybutorem i serwisantem urządzeń firmy Proceq.

Tab. 2. Wyniki badań – liczba odbicia

Nr pkt.	L. 1	L. 2	L. 3	L. 4	L. 5	L. 6	L. 7	L. 8	L. 9	L. śr.	L. spr.
5.1.	36	34	30	32	32	30	32	34	34	32,7	32,7
5.2.	34	32	32	30	32	34	30	32	34	32,2	32,2

Analiza wytrzymałości betonu na podstawie norm:

- PN-74/B-06262 - Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N;
- PN-88/B-06250 Beton zwykły.

Wskaźnik liczby odbicia

$$L_s = 32,4$$

$$s_L = 1,7564$$

$$v_L = 5,0263\%$$

Współczynniki poprawkowe

$$w_1 = 1,0$$

$$w_2 = 1,0$$

$$w_3 = 1,0$$

Współczynniki kierunkowe krzywej hipotetycznej

$$a = 0,045$$

$$b = -1,000$$

$$c = 8,000$$

Wytrzymałość betonu

$$R_{\text{śr}} = 22,9 \text{ MPa}$$

$$s_R = 3,4 \text{ MPa}$$

$$v_R = 14,7354\%$$

$$R_{\text{min}} = 17,4 \text{ MPa}$$

Badany beton przyczółka nr 5 spełnia wymagania wytrzymałości dla klasy B15 (C12/15).

11.3. Wyniki badań dla filarów tarczowych

Badaniu wytrzymałości betonu poddano filary tarczowe. Miejsc badań zlokalizowano po obu stronach filarów na wysokości ok. 1,2 m nad powierzchnią terenu. Szczegółowa lokalizacja punktów znajduje się na rysunku nr 3. W każdym miejscu przeprowadzono 9 serii odczytów.

Wszystkie badania zostały wykonane młotkiem Schmidta typu N o numerze seryjnym N-34 159985, który posiada aktualne świadectwo kontroli nr US 480/2018 wydane przez firmę Viateco sp. z o.o., która jest autoryzowanym dystrybutorem i serwisantem urządzeń firmy Proceq.

Tab. 3. Wyniki badań – liczba odbicia

Nr pkt.	Lokalizacja	L. 1	L. 2	L. 3	L. 4	L. 5	L. 6	L. 7	L. 8	L. 9	L. śr.	L. spr.
2.1.	Podpora 2	36	36	36	40	34	38	36	36	36	36,4	36,4
2.2.	Podpora 2	38	40	38	34	42	40	38	36	38	38,2	38,2
3.1.	Podpora 3	44	42	40	44	42	40	42	42	40	41,8	41,8
3.2.	Podpora 3	40	42	40	42	40	40	42	40	42	40,9	40,9
4.1.	Podpora 4	48	44	46	44	48	44	46	44	46	45,6	45,6
4.2.	Podpora 4	46	46	46	46	52	46	48	46	44	46,7	46,7

Analiza wytrzymałości betonu na podstawie norm:

- PN-74/B-06262 - Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N;
- PN-88/B-06250 Beton zwykły.

Wskaźnik liczby odbicia

$$L_s = 41,6$$

$$s_L = 4,0633$$

$$v_L = 9,2153\%$$

Współczynniki poprawkowe

$$w_1 = 1,0$$

$$w_2 = 1,0$$

$$w_3 = 1,0$$

Współczynniki kierunkowe krzywej hipotetycznej

$$a = 0,045$$

$$b = -1,000$$

$$c = 8,000$$

Wytrzymałość betonu

$$R_{\text{śr}} = 44,3 \text{ MPa}$$

$$s_R = 11,2 \text{ MPa}$$

$$v_R = 25,2996\%$$

$$R_{\text{min}} = 25,9 \text{ MPa}$$

Badany beton tarcz filarów spełnia wymagania wytrzymałości dla klasy B25 (C20/25).

12. Proponowane warianty przebudowy

Poniżej zostaną przedstawione dwa warianty przebudowy przedmiotowego obiektu. Pierwszy polega na wykorzystaniu istniejącej konstrukcji stalowej, podpór pośrednich i przebudowie istniejącego wiaduktu na obiekt wyłącznie dla ruchu pojazdów samochodowych oraz budowie niezależnej kładki pieszo-rowerowej. Drugi wariant polega na rozbiórce istniejącego obiektu i budowie całkowicie nowego wiaduktu dla ruchu drogowego i pieszo-rowerowego. Przedstawione wyżej warianty wynikają z braku możliwości technicznej wzmocnienia istniejącej konstrukcji do klasy obciążenia C wg PN-85/S-10030 wraz z jednoczesnym poszerzeniem obiektu w celu przeprowadzenia na nim również ruchu pieszych i rowerzystów.

12.1. Wariant nr 1 – Przebudowa wiaduktu z wykorzystaniem istniejących elementów oraz budowa niezależnej kładki

Przedstawiany wariant związany jest z ograniczeniem kosztów planowanej przebudowy i polega na budowie obiektu przeznaczonego wyłącznie dla ruchu samochodowego oraz niezależnej kładki przeznaczonej do przeprowadzenia ruchu pieszego i rowerowego. Wiadukt usytuowany będzie w śladzie istniejącego obiektu z wykorzystaniem istniejących podpór pośrednich, natomiast kładka pieszo – rowerowa po jego południowo – wschodniej stronie. Wariant ten zakłada, że wiadukt po przebudowie będzie posiadał taką samą skrajnie nad torami kolejowymi jak w chwili obecnej czyli 5,70 m. Budowa części przeznaczonej dla ruchu samochodowego zostanie przeprowadzona przy wykorzystaniu wszystkich elementów, których degradacja nie posunęła się na tyle daleko, aby konieczna była ich eliminacja. Kładka pieszo – rowerowa będzie całkowicie nową konstrukcją.

Wiadukt dla pojazdów samochodowych będzie konstrukcją zespoloną składającą się ze zrewitalizowanej konstrukcji stalowej wykorzystanej z rozbiórki starego wiaduktu oraz żelbetowej płyty pomostowej o grubości 21 cm i szerokości 8,28 m. Spadki poprzeczne zostaną uzyskane poprzez wykonanie pachwin nad dźwigarami. Na obiekcie zostanie wykonana jezdnia o szerokości odpowiedniej dla drogi klasy L tj. 5,50 m (2x2,75 m) oraz obustronne opaski o szerokości 0,50 m. Dodatkowo po obu stronach obiektu zostaną wykonane kapy żelbetowe o szerokości 0,95 m, na których w odległości 0,5 m od krawężnika zostaną ustawione stalowe bariery ochronne. Powstała przestrzeń o szerokości 1,0 m (0,50+0,50 m) pomiędzy krawędzią jezdni licem bariery będzie pełniła rolę ciągów serwisowych dla służb utrzymaniowych. Całkowita szerokość obiektu wyniesie 8,40 m.

Renowacja istniejącej konstrukcji stalowej powinna polegać na usunięciu skrajnych (przydylatacyjnych) odcinków, a następnie na dokładnym oczyszczeniu elementów przy użyciu metod strumieniowo – ciernych. Do oczyszczonej konstrukcji należy przyspawać nowe łączniki służące do zespolenia z płytą pomostową a następnie zabezpieczyć przed czynnikami atmosferycznymi poprzez odtworzenie powłoki cynkowej a następnie nałożenie od 2 do 3 powłok malarskich, przy czym ostatnia jest warstwą nawierzchniową, a pozostałe warstwami podkładowymi. Dodatkowo należy wykonać nowe segmenty przęsła skrajnych o zwiększonej długości o około 1,80 m. Remont rusztu stalowego zaleca się przeprowadzić w wytwórni, co pozwoli na dotrzymanie wszelkich reżimów technologicznych jak również przeprowadzenie dokładnych oględzin styków nitowanych oraz wielkości ubytku materiału wywołanego procesami korozji.

Do przebudowy obiektu planowane jest również wykorzystanie istniejących podpór pośrednich. Remont filarów powinien polegać na oczyszczeniu i usunięciu zewnętrznej warstwy starego betonu o grubości około 2 cm przy użyciu metod strumieniowo – ciernych. W oczyszczonych tarczach należy wywiercić otwory i wkleić kotwy za pomocą żywic epoksydowych.

Wystające kotwy służą do podwieszenia na nich siatek z prętów stalowych o średnicy $\varnothing 10$ w rozstawie 10x10 cm. Na koniec na wszystkie powierzchnie filarów zostanie nałożona warstwa betonu natryskowego o grubości około 7 – 8 cm i zatarta na gładko. Przed nałożeniem torkretu należy pamiętać o odseparowaniu nowego betonu o starych fundamentów poprzez zastosowanie przekładki z papy. Z uwagi na schemat statyczny podpór pośrednich, przed zdjęciem ustroju nośnego, należy je podeprzeć w taki sposób aby odebrać im możliwość obrotu wokół dolnego przegubu.

Nowe przyczółki zostaną wybudowane w zmienionej lokalizacji, uwzględniającej wydłużenie ustroju nośnego. Obiekt otrzyma oświetlenie.

Kładka dla pieszych i rowerzystów będzie oddzielną konstrukcją dwuprzęsłową, zespoloną stalowo – betonową. Część stalową stanowi układ czterech dźwigarów walcowanych o wysokości około 55 cm, spiętych nad podporami żelbetowymi poprzecznikami. Płyta pomostowa o grubości 18 cm i szerokości 500 cm umożliwi umieszczenie na obiekcie ścieżki rowerowej o szerokości 2,00 m wraz z obustronnymi opaskami o szerokości 0,50 m oraz chodnika dla pieszych o szerokości 1,50 m. Ruch pieszo – rowerowy zostanie zabezpieczony poprzez umieszczenie na krawędziach kładki balustrad stalowych z płaskowników o wysokości 1,30 m oraz osłon przeciwporażeniowych.

12.2. Wariant nr 2 - Budowa nowego obiektu

Budowa nowego obiektu jest alternatywnym rozwiązaniem rozbudowy istniejącego skrzyżowania ul. Gołężyckiej z torami kolejowymi o dodatkowe chodniki i ścieżkę rowerową. Wariant ten pozwala zaprojektować zupełnie nowy obiekt na wyższą klasę obciążenia pojazdami tj. B lub A wg PN-85/S-10030.

Rozważany wariant zakłada budowę nowego obiektu dwuprzęsłowego, składającego się z układu 10 dźwigarów walcowanych o wysokości około 70 cm zespolonych z żelbetową płytą pomostową o grubości 24 cm i szerokości 14,68 m. Nad podporami, dźwigary zostaną spięte żelbetowymi poprzecznikami.

Na obiekcie zostanie zlokalizowana jezdnia dla samochodów o szer. 5,50 m (2x2,75 m) wraz z obustronnymi opaskami o szerokości 0,80 m. Przy południowo – wschodniej krawędzi, na żelbetowej kapie, zostanie umiejscowiona ścieżka rowerowa o szerokości 2,00 m wraz z obustronnymi opaskami o szerokości 0,50 m oraz chodnik dla pieszych o szerokości 1,50 m. Na północno - zachodniej kapie chodnikowej zostanie umiejscowiony drugi chodnik dla pieszych również o szerokości 1,50 m. Ciągi piesze i ciąg rowerowy zostaną odseparowane od jezdni krawężnikami kamiennymi o wymiarach 20x20 cm i stalowymi barierami ochronnymi zakotwionymi w kapach chodnikowych w odległości 20 cm od lica prowadnicy do linii krawężnika. Ruch pieszo – rowerowy zostanie zabezpieczony poprzez umieszczenie na krawędziach obiektu balustrad stalowych z płaskowników o wysokości 1,30 m oraz osłon przeciwporażeniowych. Droga i ścieżki na obiekcie zostaną oświetlone.

Podpora pośrednia będzie zlokalizowana w pasie terenu pomiędzy dwoma rozchodzącymi się liniami kolejowymi i poza ich skrajniami.

Budowa wiaduktu w takim kształcie z uwagi na zwiększoną wysokość konstrukcyjną oraz przede wszystkim konieczność zmieszczenia pod całkowicie nowo projektowanym obiektem skrajni kolejowej, pociąga za sobą konieczność podniesienia niwelety o min. 0,60 m do nawet 1,50 m (w zależności od warunków wydanych przez PKP PLK). Spowoduje to konieczność zamknięcia skrzyżowania ulicy Iłżańskiej z ulicą Gołężycką oraz ograniczenie korony ul. Gołężyckiej za pomocą murów oporowych na długości ok. 50 m.

13. Obliczenia statyczne – wytrzymałościowe wiaduktu w przypadku przebudowy z wykorzystaniem jego istniejącej konstrukcji

13.1. Założenia do obliczeń

- 1) Istniejący obiekt, zgodnie z uzyskaniem informacjami od jego Zarządcy przenosi klasę obciążeń D wg PN-85/S-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia”. Z uwagi na konieczność wymiany płyty pomostu (przy założeniu dłuższej perspektywy czasu eksploatacji obiektu) obliczenia nośności konstrukcji zostały przeprowadzone dla konstrukcji składającej się z istniejących dźwigarów stalowych połączonych z nową projektowaną płytą pomostu zgodnie z wariantem opisanym w punkcie 12.1 i przedstawionym na rys. nr 5.
- 2) Rozpiętości obliczeniowe przęseł, po uwzględnieniu wydłużenia, o którym wspomniano w punkcie 12.1, wyniosą $9,10+12,75+12,75+9,10=43,70$ m
- 3) Obliczenia zostaną przeprowadzone w celu sprawdzenia przydatności konstrukcji do przeniesienia klasy C wg PN-85/S-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia.”
- 4) Obliczenia zostaną przeprowadzone przy pomocy programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 i własnych arkuszy sporządzonych w programie Excel.
- 5) Konstrukcja zostanie przeliczona dwuetapowo. W pierwszym etapie elementem nośnym będzie wyłącznie ruszt stalowy zamodelowany za pomocą elementów e1p3 i obciążony ciężarem własnym i ciężarem betonu płyty pomostowej. W drugim etapie ustrój nośny będzie stanowić konstrukcja stalowo – betonowa, zamodelowana przy pomocy elementów (e1+e2)p3 i obciążona ciężarami elementów wyposażenia, obciążeniami zmiennymi, temperaturą i wpływami reologicznymi.
- 6) Naprężenia od obciążeń długotrwałych i skurczu betonu, zostaną wyznaczone z uwzględnieniem zmian sztywności na skutek pęcznienia betonu.
- 7) Do obliczeń przyjęto założenie, że płyta pomostowa zostanie wykonana z betonu C30/37 (B35).
- 8) W strefach podpór pośrednich całość obciążeń przenosi wyłącznie przekrój stalowy.
- 9) Podstawowe parametry:

Moduł sprężystości liniowej stali:	$E_a=205$ GPa
Moduł sprężystości liniowej betonu:	$E_b=34,6$ GPa
	$E_{b1}=12,15$ GPa (dla obciążeń długotrwałych)
	$E_{b2}=18,47$ GPa (dla skurczu)
Współczynnik pęcznienia:	$\varphi_p=1,68$ (wilgotność 80%, wiek betonu 28 dni)

13.2. Charakterystyki geometryczne przekrojów

Dźwigar skrajny

Faza I

Pole przekroju:	$A=239,0$ cm ²
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=107200,0$ cm ⁴

Faza II krótkotrwała

Pole przekroju:	$A=1134,3$ cm ²
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=449274,2$ cm ⁴

Faza II długotrwała

Pole przekroju:	$A=581,3$ cm ²
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=342796,0$ cm ⁴

Faza II skurcz

Pole przekroju:	$A=736,9 \text{ cm}^2$
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=383880,0 \text{ cm}^4$

Dźwigar przedszkrajny

Faza I

Pole przekroju:	$A=239,0 \text{ cm}^2$
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=107200,0 \text{ cm}^4$

Faza II krótkotrwała

Pole przekroju:	$A=960,0 \text{ cm}^2$
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=514806,3 \text{ cm}^4$

Faza II długotrwała

Pole przekroju:	$A=512,7 \text{ cm}^2$
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=368245,2 \text{ cm}^4$

Faza II skurcz

Pole przekroju:	$A=638,6 \text{ cm}^2$
Moment bezwładności względem osi y-y:	$I_y=422632,9 \text{ cm}^4$

13.3. Zebranie obciążeń

1) Ciężar konstrukcji stalowej

a. Ciężar dźwigarów głównych HEB500

Pole przekroju:	$A=0,0239 \text{ m}^2$
Ciężar objętościowy stali:	$\gamma_m=78,5 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,0239 \times 78,5=1,88 \text{ kN/m}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,2$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

b. Ciężar poprzecznic IPE500

Pole przekroju:	$A=0,0179 \text{ m}^2$
Ciężar objętościowy stali:	$\gamma_m=78,5 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,0179 \times 78,5=1,40 \text{ kN/m}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,2$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

c. Ciężar poprzecznic C220

Pole przekroju:	$A=0,0037 \text{ m}^2$
Ciężar objętościowy stali:	$\gamma_m=78,5 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,0037 \times 78,5=0,29 \text{ kN/m}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,2$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

2) Ciężar płyty pomostowej

a. Pasma skrajne

Pole przekroju:	$A=0,5093 \text{ m}^2$
Ciężar objętościowy betonu:	$\gamma_m=26,0 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,5093 \times 26,0=13,24 \text{ kN/m}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,2$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

b. Pasma przedskrajne

Pole przekroju:	$A=0,4112 \text{ m}^2$
Ciężar objętościowy betonu:	$\gamma_m=26,0 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,4112 \times 26,0=10,69 \text{ kN/m}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,2$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

3) Ciężar izolacji

Grubość izolacji:	$h=0,01 \text{ m}$
Ciężar objętościowy izolacji:	$\gamma_m=14,0 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,01 \times 14,0=0,14 \text{ kN/m}^2$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,5$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

4) Ciężar nawierzchni

Grubość nawierzchni:	$h=0,08 \text{ m}$
Ciężar objętościowy nawierzchni:	$\gamma_m=23,0 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,08 \times 23,0=1,84 \text{ kN/m}^2$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,5$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

5) Ciężar kap chodnikowych

Grubość kap chodnikowych:	$h=0,22 \text{ m}$
Ciężar objętościowy betonu:	$\gamma_m=26,0 \text{ kN/m}^3$
Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,22 \times 26,0=5,72 \text{ kN/m}^2$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,5$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

6) Ciężar barier

Ciężar charakterystyczny:	$g_k=0,70 \text{ kN/m}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,5$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,9$

7) Obciążenie skurczem betonu

a. Pasma skrajne

Pole przekroju:	$A=0,5093 \text{ m}^2$
Odształcenie wywołane skurczem:	$\varepsilon_s=0,00023$
Moduł sprężystości liniowej betonu:	$E_{b2}=18120,0 \text{ MN/m}^3$
Obciążenie charakterystyczne:	$N_{sk}=0,00023 \times 0,5093 \times 18470 = \mathbf{2,164 \text{ MN}}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,20$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,85$

b. Pasma przedskrajne

Pole przekroju:	$A=0,4112 \text{ m}^2$
Odształcenie wywołane skurczem:	$\varepsilon_s=0,00023$
Moduł sprężystości liniowej betonu:	$E_{b2}=18120,0 \text{ MN/m}^3$
Obciążenie charakterystyczne:	$N_{sk}=0,00023 \times 0,4112 \times 18470 = \mathbf{1,749 \text{ MN}}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,20$
Zmniejszający wsp. obciążenia:	$\gamma'_f=0,85$

8) Obciążenie wywołane różnicą temperatur

a. Pasma skrajne

Pole przekroju:	$A=0,5093 \text{ m}^2$
Wsp. rozszerzalności term. betonu:	$\alpha_t=0,00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Różnica temperatur:	$\Delta t=15^\circ\text{C}$
Moduł sprężystości liniowej betonu:	$E_b=34600,0 \text{ MN/m}^3$
Obciążenie charakterystyczne:	$N_{tk}=1e-5 \times 15 \times 0,5093 \times 34600 = \mathbf{2,643 \text{ MN}}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,20$

b. Pasma przedskrajne

Pole przekroju:	$A=0,4112 \text{ m}^2$
Wsp. rozszerzalności term. betonu:	$\alpha_t=0,00001 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Różnica temperatur:	$\Delta t=15^\circ\text{C}$
Moduł sprężystości liniowej betonu:	$E_b=34600,0 \text{ MN/m}^3$
Obciążenie charakterystyczne:	$N_{tk}=1e-5 \times 15 \times 0,4112 \times 34600 = \mathbf{2,134 \text{ MN}}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f=1,20$

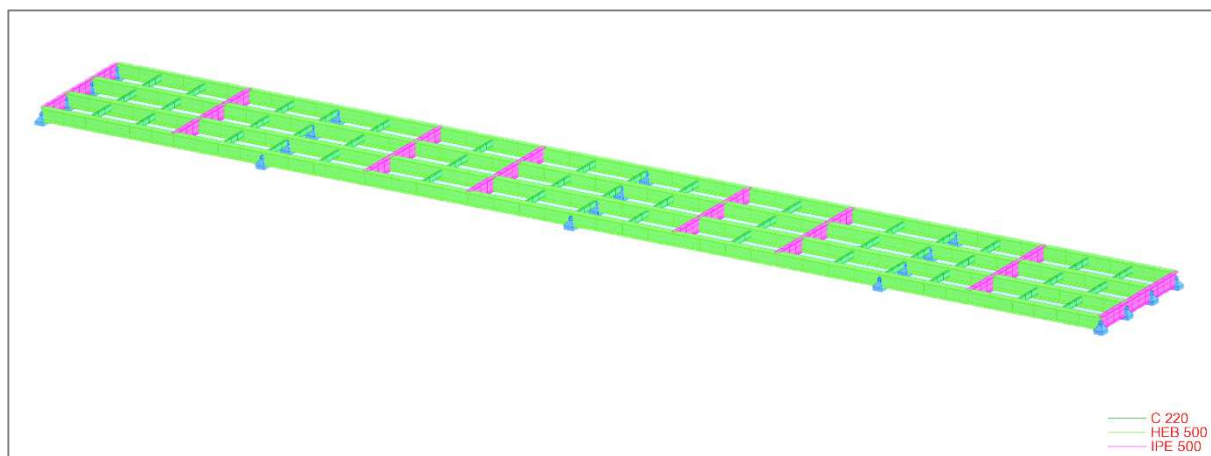
9) Powierzchniowe obciążenie zmienne q dla klasy C

Obciążenie charakterystyczne:	$q_k = \mathbf{2,00 \text{ kN/m}^2}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f = 1,50$

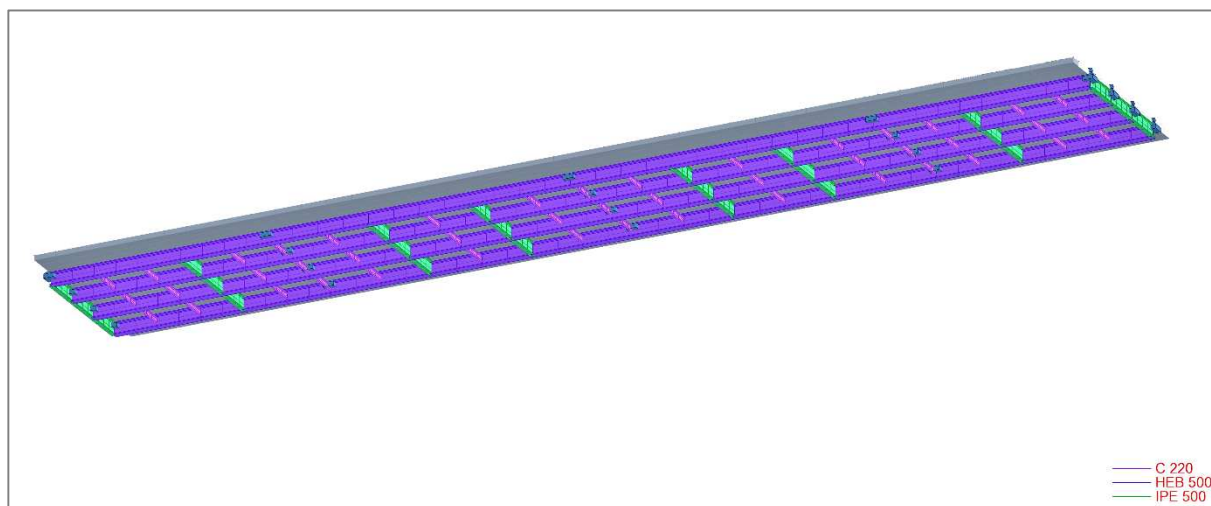
10) Obciążenie zmienne pojazdem K dla klasy C

Obciążenie charakterystyczne:	$K_k = \mathbf{400,00 \text{ kN}}$
Zwiększający wsp. obciążenia:	$\gamma_f = 1,50$

13.4. Modele obliczeniowe

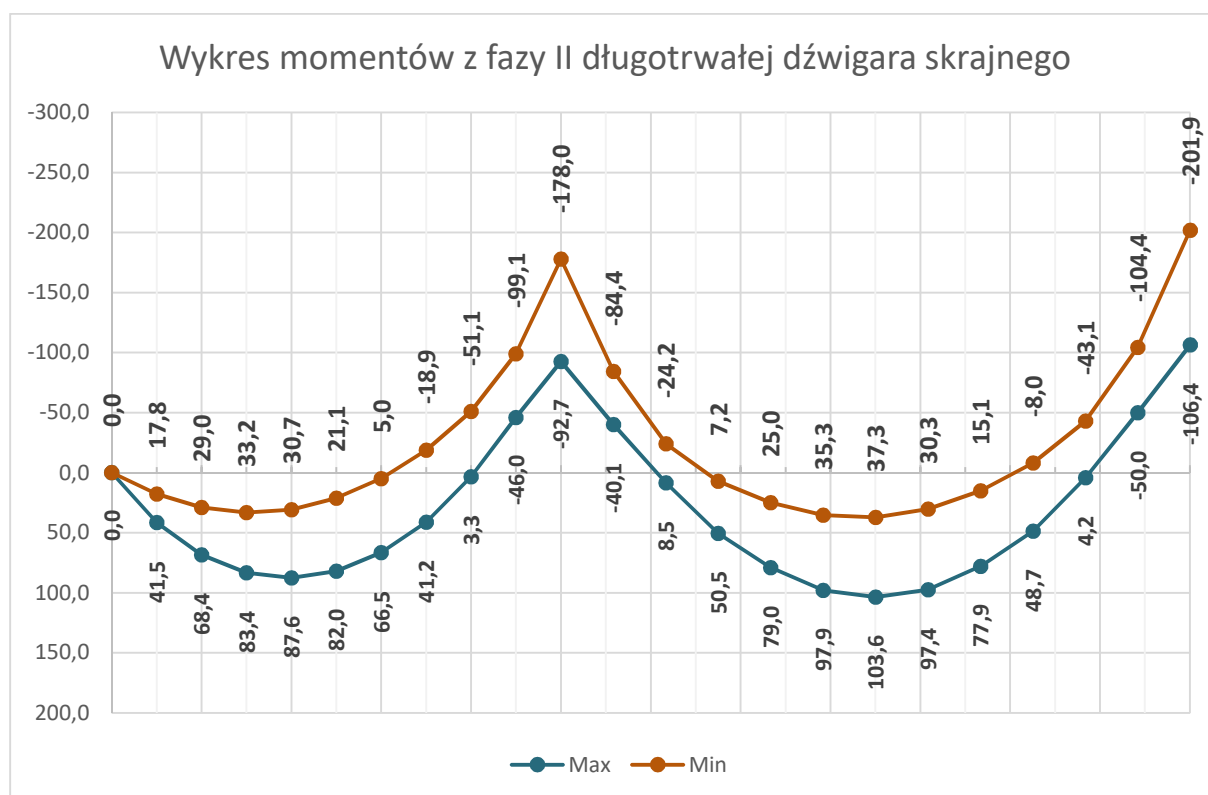
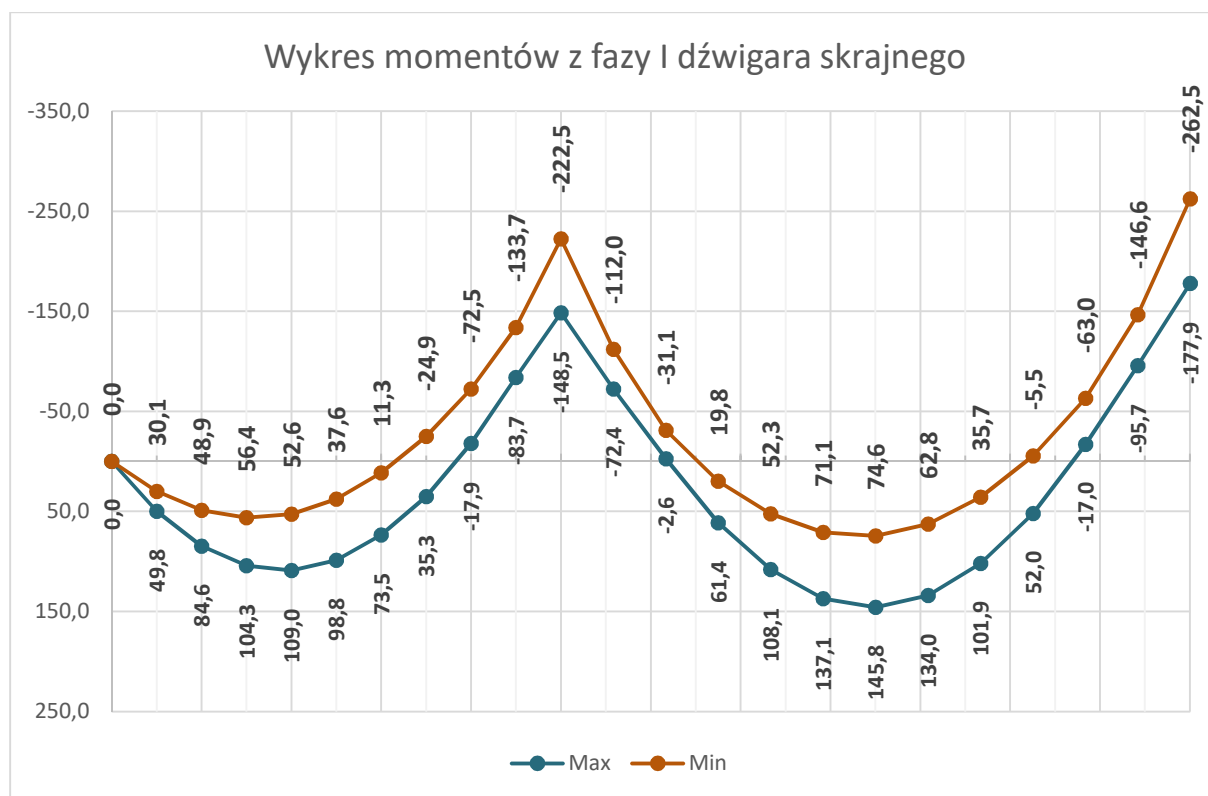


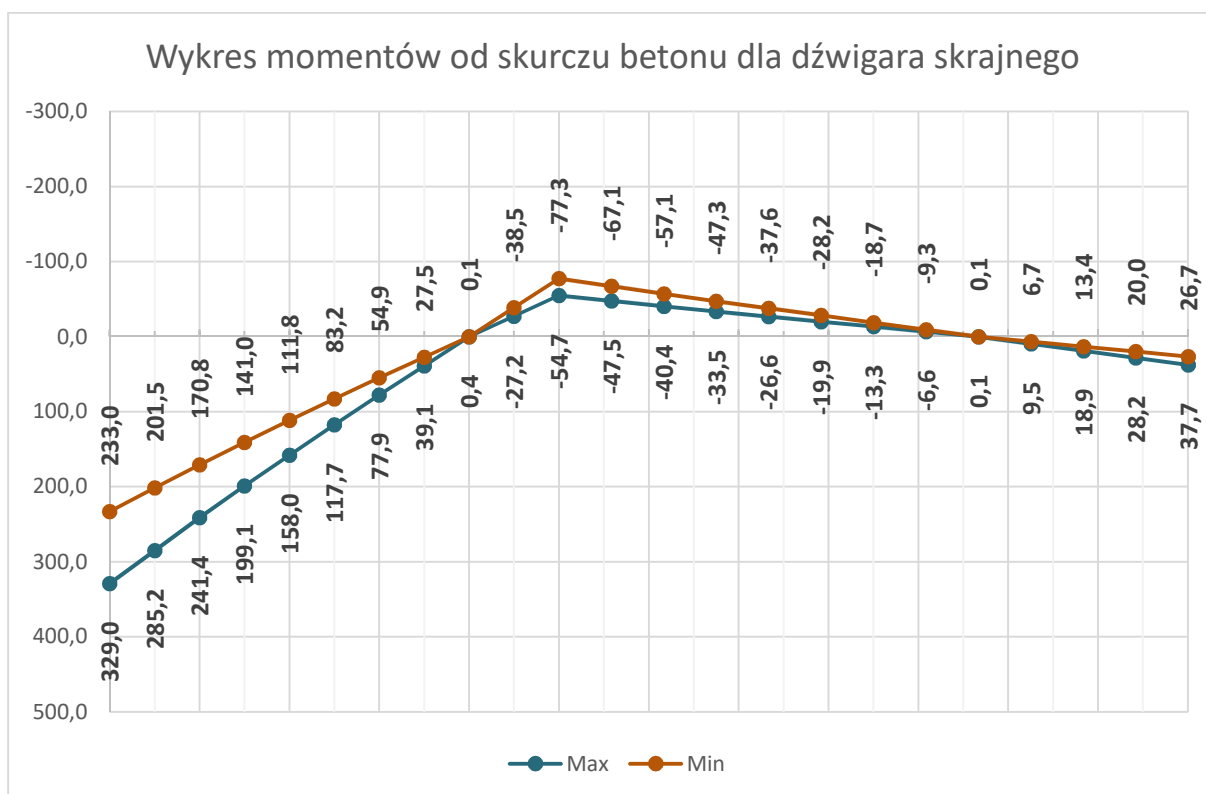
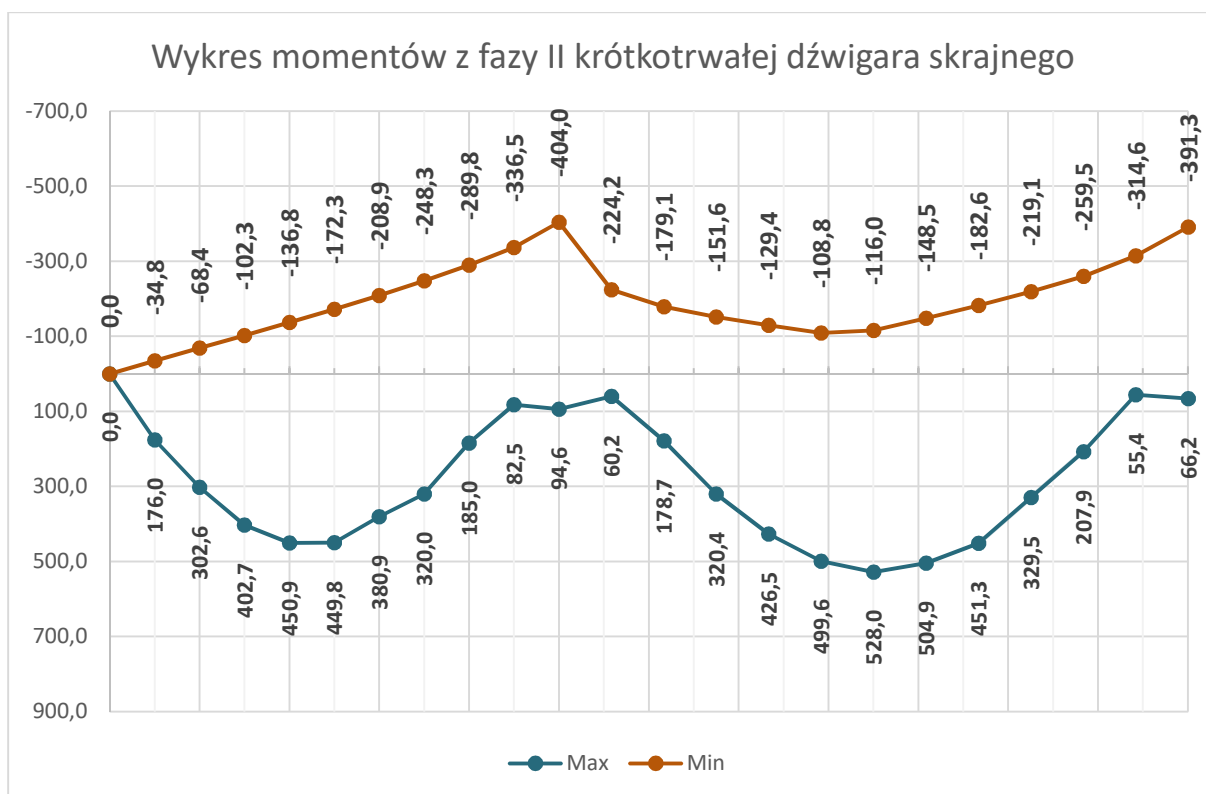
Rys. 1. Model obliczeniowy dla fazy I

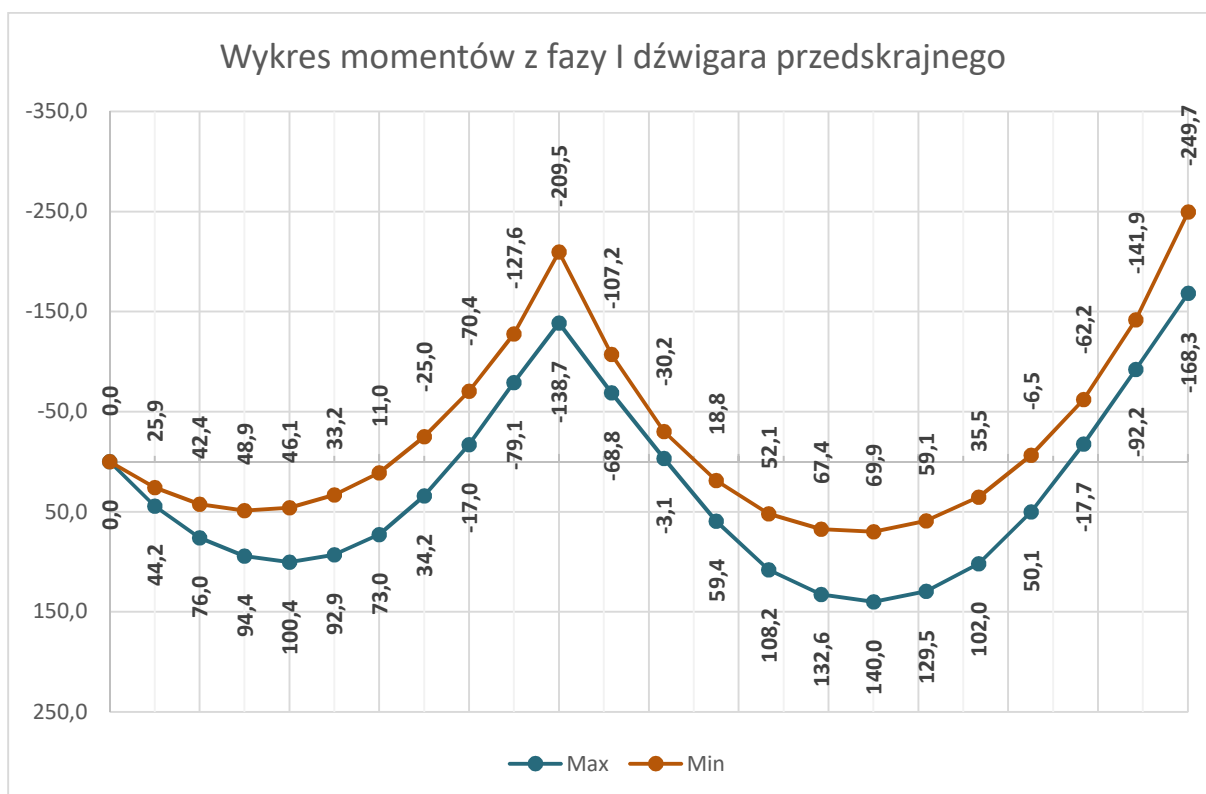
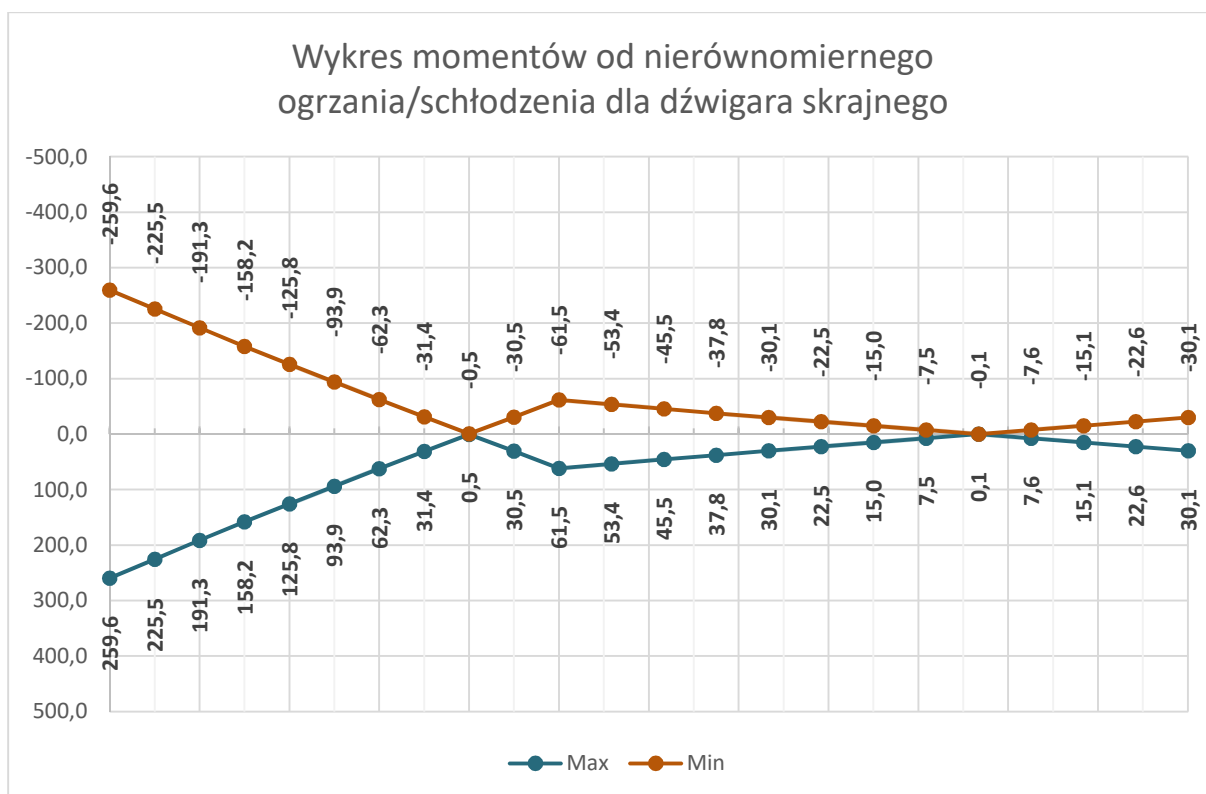


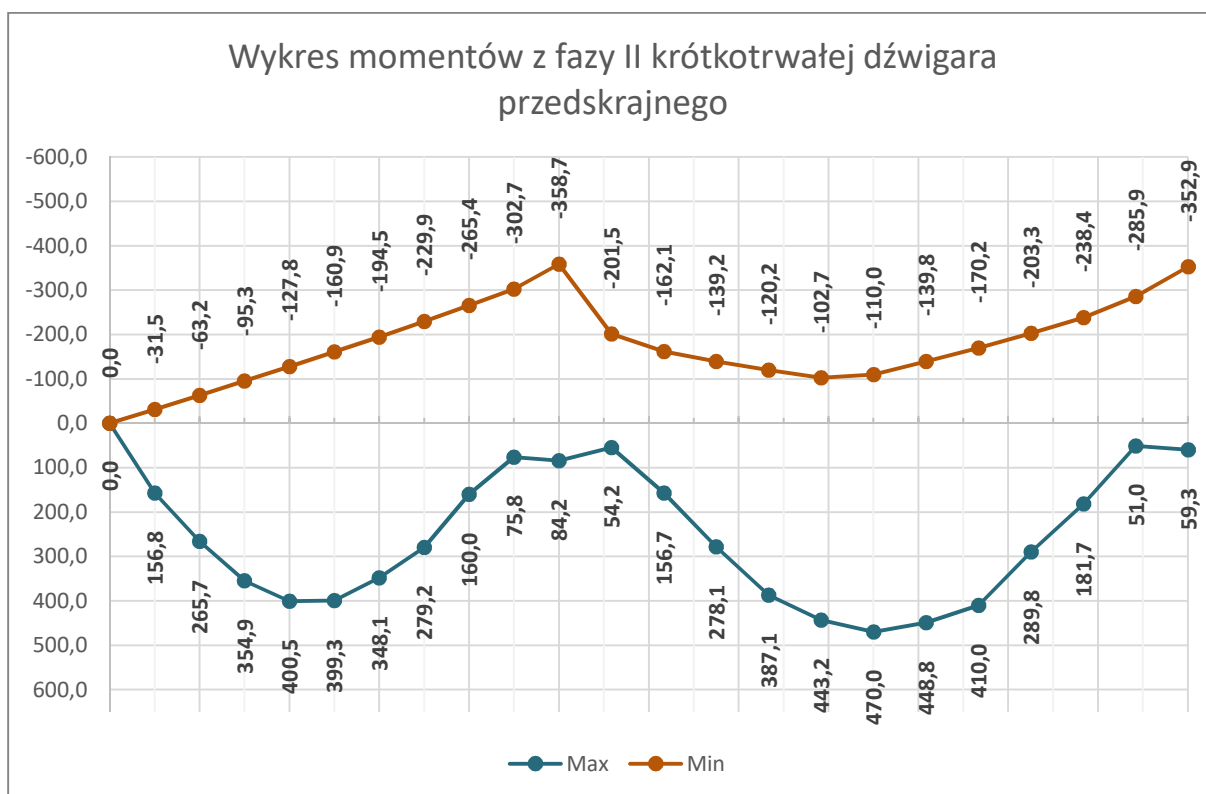
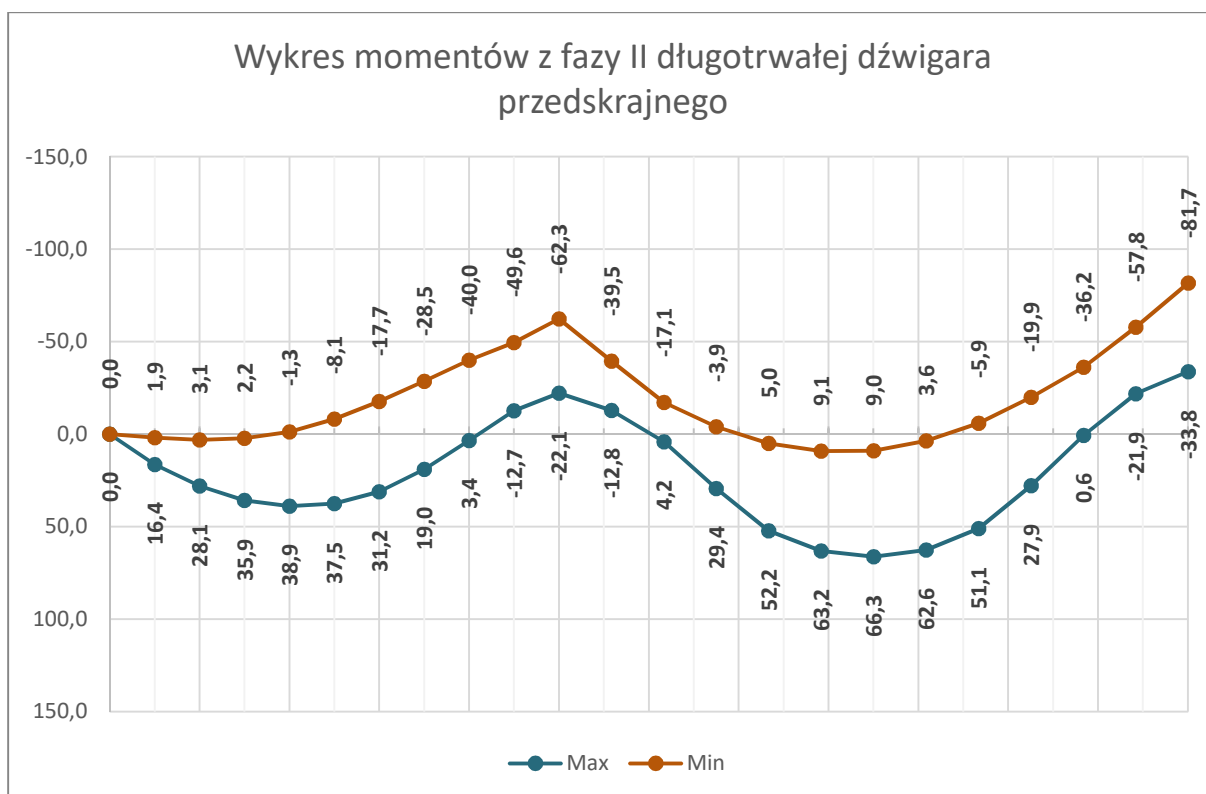
Rys. 2. Model obliczeniowy dla fazy II

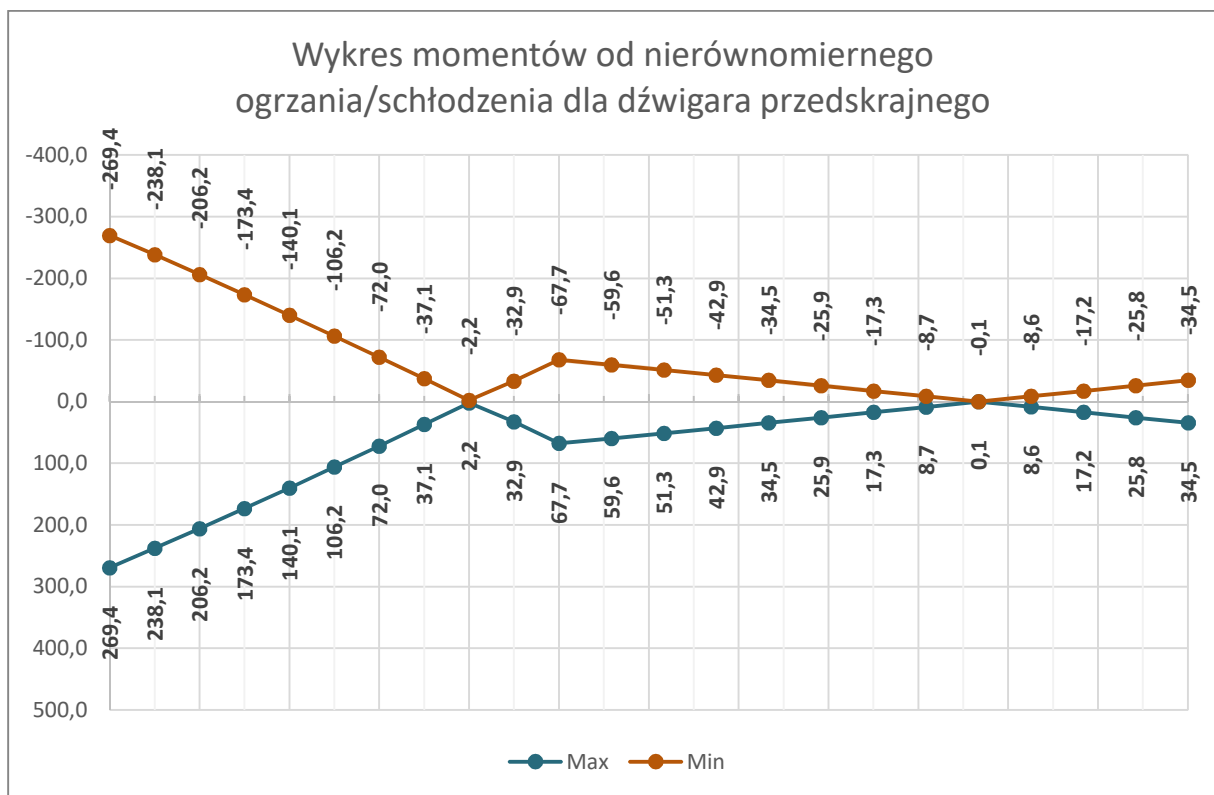
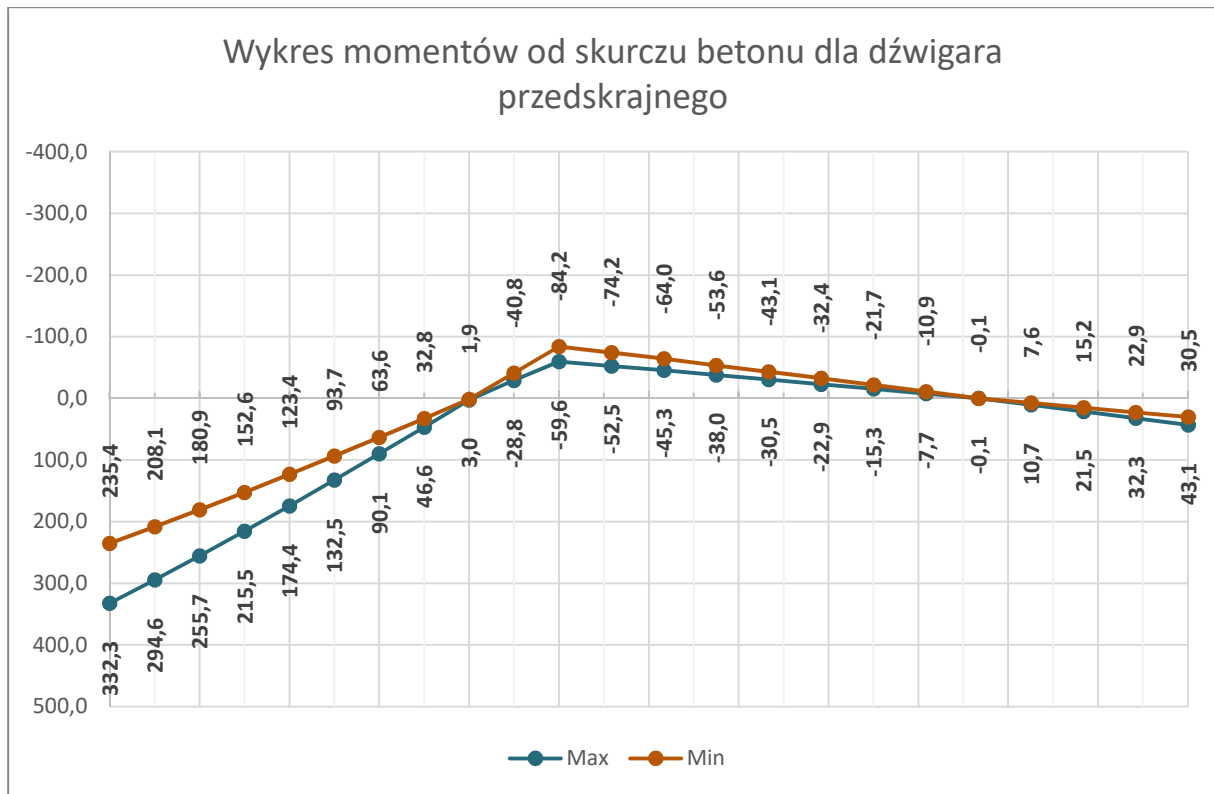
13.5. Wyniki obliczeń statycznych











13.6. Wyniki obliczeń wytrzymałościowych

Belka skrajna – przekrój w środku przęsła nr 2

	Faza I [kN/cm ²]	Faza II długotrw. [kN/cm ²]	Faza II krótkotrw. [kN/cm ²]	Skurcz [kN/cm ²]	Temp. [kN/cm ²]	Razem [kN/cm ²]
σ_{bg}	nd.	-0,03	-0,38	0,21	-0,17	-0,37
σ_{bd}	nd.	0,00	0,12	0,20	-0,15	0,17
σ_{sg}	-3,40	-0,06	0,70	-3,50	2,79	-3,47
σ_{sd}	3,40	1,45	6,57	-3,74	2,96	10,64

Belka skrajna – przekrój nad podporą nr 3

	Faza I [kN/cm ²]	Faza II [kN/cm ²]	Skurcz [kN/cm ²]	Temp. [kN/cm ²]	Razem [kN/cm ²]
σ_{bg}	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.
σ_{bd}	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.
σ_{sg}	6,12	4,58	-3,32	-2,65	4,73
σ_{sd}	-6,12	-10,26	-2,84	-2,32	-21,54

Belka przedskrajna – przekrój w środku przęsła nr 2

	Faza I [kN/cm ²]	Faza II długotrw. [kN/cm ²]	Faza II krótkotrw. [kN/cm ²]	Skurcz [kN/cm ²]	Temp. [kN/cm ²]	Razem [kN/cm ²]
σ_{bg}	nd.	-0,02	-0,34	0,23	-0,19	-0,32
σ_{bd}	nd.	0,00	0,11	0,22	-0,18	0,15
σ_{sg}	-3,26	-0,04	0,63	-3,27	2,67	-3,27
σ_{sd}	3,26	0,86	5,19	-3,52	2,84	8,63

Belka przedskrajna – przekrój nad podporą nr 3

	Faza I [kN/cm ²]	Faza II [kN/cm ²]	Skurcz [kN/cm ²]	Temp. [kN/cm ²]	Razem [kN/cm ²]
σ_{bg}	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.
σ_{bd}	nd.	nd.	nd.	nd.	nd.
σ_{sg}	5,82	3,72	-3,12	-2,54	3,88
σ_{sd}	-5,82	-7,41	-2,62	-2,20	-18,05

13.7. Podsumowanie obliczeń

W wyniku przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dla wariantu polegającego na wykorzystaniu istniejącej konstrukcji stalowej, maksymalne wartości naprężeń uzyskano w przekrojach nad podporą środkową, i wynoszą one odpowiednio $21,54 \text{ kN/cm}^2 = 215,4 \text{ MPa}$ w dźwigarach skrajnych i $18,05 \text{ kN/cm}^2 = 180,5 \text{ MPa}$ w dźwigarach przedskrajnych. Wciągnięcie żelbetowej płyty pomostowej do współpracy w rejonie środka przęseł, pociągnęło za sobą uzyskanie naprężeń o wartościach $106,4 \text{ MPa}$ i $86,3 \text{ MPa}$.

Konstrukcja rusztu stalowego obiektu została wykonana najprawdopodobniej ze stali gatunku St3M lub St3S. Za stalą gatunku St3S przemawia dodatkowo fakt, że wszystkie połączenia zostały wykonane jako nitowane. Wytrzymałość obliczeniowa stali St3M i St3S przy grubościach elementów mniejszych od 40 mm (jakie znajdują się w konstrukcji) wynosi 195 MPa . Dla belek pełnościennych dwuteowych zgodnie z pkt 3.4.1.8 normy PN-82/S-10052 wytrzymałość obliczeniową można zwiększyć o 5% uzyskując w ten sposób wartość $204,7 \text{ MPa}$. Naprężenia uzyskane zatem w dźwigarach skrajnych dla obciążeń klasy C, są większe niż wytrzymałość obliczeniowa o około 5%. Niewielkie braki w nośności na poziomie 5% występujące wyłącznie w belkach skrajnych w rejonie podpór środkowych można łatwo zniwelować angażując do tego niewielkie środki finansowe poprzez dospawanie lub dokręcenie (zależnie od gatunku stali) nakładek z blach. **Jeżeli po usunięciu istniejącej płyty pomostowej, okaże się, że stan techniczny pasów górnych jest zadowalający, a korozja nie doprowadziła do znacznych ubytków materiału, można rozważyć wykorzystanie istniejącej konstrukcji stalowej do przebudowy przedmiotowego wiaduktu.**

Wykorzystanie istniejących fundamentów podpór pośrednich możliwe jest z uwagi na nieznaczną redukcję obciążeń stałych projektowanego pomostu w stosunku do istniejącego pomostu (ok. 5,5%) oraz zniesienie obciążeń od tłumy pieszych, które to całkowicie rekompensują wzrost obciążeń od pojazdów samochodowych przy zmianie klasy z D na C, nie powodując zwiększenia naprężeń w ośrodku gruntowym pod istniejącymi fundamentami. Obecne przyczółki, z uwagi na ich zły stan, wymagają jednakże rozbiórki i budowy od nowa w projektowanym kształcie.

14. Szacunkowe przedmiary i kosztorysy

14.1. Założenia ogólne do przedmiarów i kosztorysów

Wyliczenia ilości poszczególnego asortymentu robót, na etapie niniejszej ekspertyzy mają charakter szacunkowy. Zbrojenie betonu przyjęto wskaźnikowo jako typowe dla poszczególnych robót betonowych. Koszty przebudowy w przypadku budowy nowych obiektów przyjęto szacunkowo w odniesieniu do 1 m^2 rzutu poszczególnych obiektów.

Niniejsza ekspertyza poprzedza Dokumentację Projektową, której zadaniem będzie uszczegółowienie zakresu poszczególnych prac oraz dokładne wyliczenie ilości niezbędnych robót budowlanych danego asortymentu.

Ryczałtowo przyjęto koszty spełnienia wymagań Specyfikacji ogólnej, czasowej organizacji ruchu, przebudowy dojazdów w wariantcie z całkowicie nowym obiektem o podniesionej niwelecie oraz spełnienia warunków ustalonych przez PKP, uśredniając niniejsze pozycje.

W kosztorysach nie przedstawiono pozycji związanych z ewentualnym koniecznym wykupem gruntów na potrzeby regulacji praw własnościowych lub wprowadzenia poszczególnych rozwiązań sytuacyjnych, z uwagi na brak informacji nt. struktury własnościowej przyległych działek.

Do obliczeń cen jednostkowych przyjęto następujące średnie ceny czynników produkcji, opublikowane w opracowaniu ORGBUD SERWIS za III kwartał 2018 r.:

- robocizna (R): 16,45 zł/r-g,
- materiały (M): średnie ceny materiałów wraz z kosztami zakupu opublikowane w w/w opracowaniu,
- sprzęt (S): średnie ceny pracy sprzętu opublikowane w w/w opracowaniu,
- koszty pośrednie (Kp): 66%, liczone dla R i S,
- zysk (Z): 11%, liczony dla R + Kp i S + Kp).

Przyjęto następujące odległości transportu:

- wywóz materiałów z rozbiórek stanowiących własność Zamawiającego na Bazę Materiałową ZDM na ul. Gdyńską - 15 km,
- wywóz pozostałych materiałów z rozbiórek - 15 km.

W przypadku brak cen jednostkowych w ORGBUD SERWIS i braku podstaw wyceny w KNNR-ach i KNR-ach przyjęto ceny jednostkowe na podstawie Biuletynu Cen Jednostkowych SEKOCENBUD lub na podstawie cen rynkowych.

14.2. Wariant nr 1 – Przebudowa wiaduktu z wykorzystaniem istniejących elementów oraz budowa niezależnej kładki

Przebudowa istniejącego wiaduktu (wzmocnienie do klasy obciążenia C) (składowa wariantu nr 1)

Lp.	Nr Specyfikacji Technicznej	Wyszczególnienie elementów rozliczeniowych	Jednostka		Cena jedn.	Wartość
			Na-zwa	Ilość		
1	2	3	4	5	6	7
	D-M.00.00.00	WYMAGANIA OGÓLNE	x	x	x	x
	D-M.00.00.00	Wymagania ogólne	x	x	x	x
1		- spełnienie wszystkich wymagań D-M.00.00.00 (w tym m.in. zabezpieczenie robót, tymczasowa organizacja ruchu, spełnienie warunków ustalonych przez PKP, przebudowa odcinków drogowych na dojeździe do obiektu)	ryczałt	1	800 000,00	800 000,00
	D.01.00.00	ROBOTY PRZYGOTOWAWCZE	x	x	x	x
	D.01.01.01	Odtworzenie trasy i punktów wysokościowych	x	x	x	x
2		- roboty pomiarowe dla potrzeb budowy mostu w terenie równinnym	km	0,100	4 191,25	419,13
3		- wykonanie geodezyjnej dokumentacji powykonawczej obiektu	ryczałt	1	4 191,25	4 191,25
	D.01.02.03	Wyburzenie obiektów budowlanych i inżynierskich	x	x	x	x
4		- burzenie przy pomocy młotów pneumatycznych ustroju nośnego płyty z betonu	m ³	90,0	683,70	61 533,00
5		- burzenie przy pomocy młotów pneumatycznych przyczółków	m ³	70,0	683,70	47 859,00
6		- wywiezienie gruzu z terenu rozbiórki (transport z mechanicznym załadunkiem i rozładunkiem)	m ³	160,0	116,20	18 592,00
7		- demontaż balustrad i osłon przeciwporażeńowych	m	98,0	75,10	7 359,80
8		- wywiezienie elementów stalowych z terenu rozbiórki (transport z mechanicznym załadunkiem i rozładunkiem)	Mg	4,9	222,75	1 091,48
	D.01.02.04	Rozbiórka elementów dróg i ulic	x	x	x	x
9		- rozebranie izolacji	m ²	290,0	5,00	1 450,00
10		- rozebranie mechaniczne nawierzchni z mas mineralno-bitumicznych grubości do 4 cm	m ²	125,0	5,66	707,50
11		- rozebranie mechaniczne nawierzchni z mas mineralno-bitumicznych grubości do 15 cm	m ²	350,0	23,71	8 298,50

12		- wywiezienie gruzu (destruktu - nawierzchni bitumicznej) z terenu rozbiórki (transport na składowisko Zamawiającego z mechanicznym załadunkiem i rozładunkiem)	m ³	60,0	71,88	4 312,80
	D.05.00.00	NAWIERZCHNIE	x	x	x	x
	D.05.03.12	Nawierzchnia z asfaltu lanego	x	x	x	x
13		- ułożenie warstwy wiążącej nawierzchni grubości 4 cm z asfaltu twardolanego	m ²	320,0	178,00	56 960,00
	D.05.03.13	Nawierzchnia z mieszanki grysowo-mastyksowej (typu SMA) - warstwa ścieralna	x	x	x	x
14		- ułożenie warstwy ścieralnej grubości 4 cm z mieszanki grysowo-mastyksowej typu SMA	m ²	320,0	77,02	24 646,40
	D.07.00.00	URZĄDZENIA BRD	x	x	x	x
	D.07.01.01	Oznakowanie poziome	x	x	x	x
15		- wykonanie oznakowania cienkowarstwowego	m ²	32,0	28,19	902,08
	M.11.00.00.	FUNDAMENTOWANIE	x	x	x	x
	M.11.01.01.	Wykopy pod ławy w gruncie niespoistym wraz z rozparciem	x	x	x	x
16		- wykonanie wykopów w gruncie kat. I-IV wraz z transportem gruntu na składowisko Wykonawcy	m ³	600,0	80,06	48 036,00
	M.11.01.04	Zasypanie wykopów wraz z zagęszczeniem	x	x	x	x
17		- wykonanie zasyпки przyczółków gruntem niespoistym wraz z zagęszczeniem	m ³	600,0	76,98	46 188,00
	M.11.07.01.	Ścianka szczelna stalowa	x	x	x	x
18		- wbicie grodzic (ścianki szczelnej traconej i obcinanej), wraz z montażem i demontażem stężeń (wokół fundamentów) h=6m	m ²	240,0	922,17	221 320,80
	M.12.00.00	ZBROJENIE	x	x	x	x
	M.12.01.02	Zbrojenie betonu stałą klasy A-IIIN	x	x	x	x
19		- przyczółki	Mg	24,000	5 278,72	126 689,28
20		- filary	Mg	4,250	5 278,72	22 434,56
21		- płyta pomostu	Mg	18,750	6 683,05	125 307,19
22		- płyty przejściowe	Mg	2,625	6 683,05	17 543,01
23		- kapy	Mg	2,000	8 617,86	17 235,72
	M.13.00.00	BETON	x	x	x	x
	M.13.01.05	Beton konstrukcyjny w elementach grubości <60 cm	x	x	x	x
24		- wykonanie przyczółków z betonu C35/45	m ³	160,0	616,95	98 712,00
25		- wykonanie koszulek betonowcy na filarach z betonu C35/45 metodą torkretowania	m ³	17,0	8 512,73	144 716,41
26		- wykonanie płyty uciążlającej z betonu C30/37	m ³	75,0	515,50	38 662,50
27		- wykonanie płyt przejściowych z betonu C30/37	m ³	15,0	515,50	7 732,50
28		- wykonanie kap betonowych z betonu klasy C30/37	m ³	16,0	549,83	8 797,28
	M.14.00.00	KONSTRUKCJE STALOWE	x	x	x	x
	M.14.02.01d	Renowacja powłoki antykorozyjnej konstrukcji stalowej	x	x	x	x
29		- demontaż istniejącej konstrukcji stalowej z podpór z późniejszym montażem w istniejące miejsce	Mg	37,0	849,62	31 435,94
30		- oczyszczenie i wykonanie nowej powłoki antykorozyjnej na elementach istniejącej konstrukcji stalowej	m ²	420,0	58,59	24 607,80
	M.15.00.00	IZOLACJE	x	x	x	x
	M.15.02.03	Izolacje bitumiczne wykonane na gorąco lub izolacja natryskowa	x	x	x	x
31		- wykonanie izolacji poziomej płyty pomostu z materiałów hydroizolacyjnych termozgrzewalnych (lub natryskowych) wraz z zagruntowaniem,	m ²	340,0	65,65	22 321,00
32		- ułożenie warstwy ochronnej izolacji pod kapami i krawężnikami z papy zgrzewalnej zwykłej (lub zabezpieczenie izolacji natryskowej)	m ²	90,0	65,65	5 908,50

	M.16.00.00	ODWODNIENIE	x	x	x	x
	M.16.01.01	Wpusty	x	x	x	x
33		- osadzenie wpustów mostowych z wylotem pionowym wraz z przewierciem średnicy 200 mm i długości 200 mm przez beton płyty postępu	szt.	8	1 491,57	11 932,56
	M.16.01.02	Rury odwodnienia przekroju 100-300 mm	x	x	x	x
34		- montaż kompletnych kolektorów odwadniających wpusty z rur HDPE średnicy 200 mm	m	80,0	123,50	9 880,00
35		- montaż kompletnych kolektorów odwadniających sączki z rur HDPE średnicy 110 mm	m	120,0	43,85	5 262,00
	M.16.01.03	Sączki odwodnienia izolacji	x	x	x	x
36		- montaż sączków odwadniających izolacje	szt.	20	698,26	13 965,20
37		- wykonanie drenażu podłużnego wzdłuż wpustów szerokości 10 cm oraz poprzecznego szerokości 60 cm, z grysu 8÷16 mm otaczanego żywicą epoksydową	m	82,0	100,00	8 200,00
	M.18.00.00	URZĄDZENIA DYLATACYJNE	x	x	x	x
	M.18.01.02	Urządzenia dylatacyjne szczelne	x	x	x	x
38		- wykonanie dylatacji modułowej w obrębie jezdni, kapy i krawężnika	m	16,8	2 299,25	38 627,40
	M.19.00.00	ELEMENTY ZABEZPIEZAJĄCE	x	x	x	x
	M.19.01.01	Krawężnik mostowy kamienny	x	x	x	x
39		- ustawienie krawężnika kamiennego 20×20 cm wraz z uszczelnieniem styków	m	98,0	184,57	18 087,86
	M.19.01.03	Barieroporcze na obiektach mostowych	x	x	x	x
40		- montaż barieroporczy typu H2/W2/B o na moście wraz z osadzeniem kotew w betonie kap chodnikowych	m	98,0	731,50	71 687,00
41		- montaż osłon przeciwporażeńiowych wraz z osadzeniem kotew w betonie kap chodnikowych lub dokręceniem do barier	m	16,0	300,00	4 800,00
	M.20.00.00	INNE ROBOTY MOSTOWE	x	x	x	x
	M.20.10.12	Urządzenia obce	x	x	x	x
42		- podwieszenie rur osłonowych z PE średnicy 160 mm	m	100,0	208,02	20 802,00
43		- przełożenie kabli teletechnicznych	ryczałt	1,0	200 000,00	200 000,00
44		- uszynienie obiektu nad linią kolejową zelektryfikowaną	ryczałt	1,0	150 000,00	150 000,00
45		- ułożenie i podłączenie kabli zasilających oświetlenie	ryczałt	1,0	75 000,00	75 000,00
46		- montaż latarni oświetleniowych	szt.	2	1 265,12	2 530,24
	M.20.01.09	Nawierzchnie syntetyczne	x	x	x	x
47		- wykonanie nawierzchni na kapie z żywic epoksydowo-poliuretanowych wraz z zagruntowaniem podłoża (grubość min. 5 mm)	m ²	78,0	338,90	26 434,20
	M.20.01.11.	Umocnienie skarp	x	x	x	x
48		- umocnienie skarp wykopu pod obiektem brukiem na betonie	m ²	225,0	211,13	47 504,25
	M.20.04.01	Prefabrykowane deski gzymsove	x	x	x	x
49		- montaż prefabrykowanych polimerobetonowych desek gzymsowych o wysokości 0,60 m	m	98,0	300,00	29 400,00
Wartość kosztorysowa netto (bez podatku VAT)					2 780 084,14	
Rezerwa na roboty dodatkowe i szczegółowe elementy wyposażenia 20% (bez podatku VAT)					556 016,83	
Sumaryczna wartość kosztorysowa netto (bez podatku VAT)					3 336 100,97	
Podatek VAT (stawka 23%)					767 303,22	
Wartość kosztorysowa robót brutto					4 103 404,19	

Budowa jednostronnej kładki pieszo-rowerowej (składowa wariantu nr 1)

Lp.	Nr Specyfikacji Technicznej	Wyszczególnienie elementów rozliczeniowych	Jednostka		Cena jedn.	Wartość
			Na-zwa	Ilość		
1	2	3	4	5	6	7
	D-M.00.00.00	WYMAGANIA OGÓLNE	x	x	x	x
	D-M.00.00.00	Wymagania ogólne	x	x	x	x
1		- spełnienie wszystkich wymagań D-M.00.00.00 (w tym m.in. zabezpieczenie robót, tymczasowa organizacja ruchu, spełnienie warunków ustalonych przez PKP, przebudowa odcinków drogowych na dojeździe do obiektu)	ryczałt	1	400 000,00	400 000,00
	-	BUDOWA OBIEKTU INŻYNIERSKIEGO	x	x	x	x
	-	Budowa obiektu inżynierskiego	x	x	x	x
2		- budowa kładki pieszo-rowerowej nad linią kolejową	m ²	275,000	6 500,00	1 787 500,00
Wartość kosztorysowa netto (bez podatku VAT)					2 187 500,00	
Podatek VAT (stawka 23%)					503 125,00	
Wartość kosztorysowa robót brutto					2 690 625,00	

Sumaryczny koszt przebudowy wiaduktu i budowy kładki (Wariant nr 1 - całość)

Wartość kosztorysowa netto (bez podatku VAT)	5 523 600,97
Podatek VAT (stawka 23%)	1 270 428,22
Wartość kosztorysowa robót brutto	6 794 029,19

14.3. Wariant nr 2 - Budowa nowego obiektu

Lp.	Nr Specyfikacji Technicznej	Wyszczególnienie elementów rozliczeniowych	Jednostka		Cena jedn.	Wartość
			Na-zwa	Ilość		
1	2	3	4	5	6	7
	D-M.00.00.00	WYMAGANIA OGÓLNE	x	x	x	x
	D-M.00.00.00	Wymagania ogólne	x	x	x	x
1		- spełnienie wszystkich wymagań D-M.00.00.00 (w tym m.in. zabezpieczenie robót, tymczasowa organizacja ruchu, spełnienie warunków ustalonych przez PKP, przebudowa odcinków drogowych na dojeździe do obiektu wraz z murami oporowymi)	ryczałt	1	2 800 000,00	2 800 000,00
	-	BUDOWA OBIEKTU INŻYNIERSKIEGO	x	x	x	x
	-	Budowa obiektu inżynierskiego	x	x	x	x
2		- rozbiórka istniejącego wiaduktu	ryczałt	1	500 000,00	500 000,00
3		- budowa wiaduktu drogowego nad linią kolejową	m ²	814,000	7 500,00	6 105 000,00
Wartość kosztorysowa netto (bez podatku VAT)					9 405 000,00	
Podatek VAT (stawka 23%)					2 163 150,00	
Wartość kosztorysowa robót brutto					11 568 150,00	

15. Wnioski

Analiza obliczeniowa potwierdza możliwość przebudowy istniejącego wiaduktu do postaci obiektu wyłącznie dla ruchu samochodowego (Wariant nr 1) spełniającego wymagania normy PN-82/S-10030 dla obciążeń klasy C, przy następujących założeniach:

- konieczność nieznacznego wzmocnienia istniejącej konstrukcji stalowej dźwigarów w strefie podpór pośrednich i ich wydłużenie na końcach przęsła wraz z ich całościowym zabezpieczeniem antykorozyjnym,
- wykonanie nowej żelbetowej płyty pomostowej,
- wzmocnienie tarcz filarów i ich połączeń z fundamentami,
- rozbiórka i budowa nowych przyczółków,
- wykonanie nowego łożyskowania i całości wyposażenia obiektu.

Rozwiązanie takie jest wykonalne przy zachowaniu istniejącej zaniżonej skrajni kolejowej pod obiektem.

Niemożliwa jest natomiast przebudowa istniejącego wiaduktu polegająca na podniesieniu klasy obciążenia z D na C wraz z jednoczesnym poszerzeniem obiektu w celu lokalizacji na nim ruchu pieszego i rowerowego, przy założeniu wykorzystaniu istniejących elementów konstrukcyjnych. **W celu przeprowadzenia ścieżki nad linią kolejową konieczna jest budowa równolegle położonej (po stronie południowo-wschodniej wiaduktu) kładki obsługującej ruch pieszych i rowerzystów.**

Główne zalety wariantu nr 1:

- niewielka ingerencja w istniejący układ komunikacyjny po obu stronach obiektu jak i w terenie kolejowym,
- możliwość realizacji obu obiektów (przebudowy wiaduktu i budowy kładki) w różnych perspektywach czasowych w powiązaniu z realizowanymi w sąsiedztwie inwestycjami infrastrukturalnymi takimi jak np. budowa ścieżki rowerowej,
- niższe sumaryczne koszty realizacji inwestycji.

Główne wady wariantu nr 2:

- konieczność uzyskania warunków od PKP PLK na utrzymanie zaniżonej istniejącej skrajni kolejowej pod obiektem,
- brak chodnika nad linią kolejową po stronie północno-zachodniej obiektu,
- konieczność odtworzenia niekorzystnej niwelety obiektu, ostrych łuków w planie przed i za obiektem oraz niebezpiecznego z uwagi na brak widoczności skrzyżowania ul. Gołężyckiej / Baranowskiej z ul. Iłżańską – co skutkuje utrzymaniem istniejących potencjalnych zagrożeń w zakresie bezpieczeństwa ruchu drogowego.

Z uwagi na trwale postępującą w czasie degradację obiektu ostateczna decyzja o możliwości wykorzystania konstrukcji stalowej istniejącego obiektu zostanie podjęta po jej demontażu, usunięciu powłok malarskich i szczegółowej ocenie jej stanu technicznego.

Alternatywą jest rozebranie całości istniejącego obiektu i wybudowaniem w jego miejsce zupełnie nowego wiaduktu (Wariant nr 2), który służyć będzie zarówno ruchowi pojazdów jak i pieszych czy rowerzystów.

Główne zalety wariantu nr 2:

- dowolność w zakresie dostosowania do przewidywanych przyszłych rozwiązań drogowych w analizowanym obszarze, np. obustronne chodniki,
- możliwość zaprojektowania wiaduktu na wyższe klasy obciążenia (np. B lub A) w zależności od przyszłych potrzeb,
- swobodny kształtowanie geometrii drogi na dojazdach i przekrojów ruchowych – możliwość wyeliminowania istniejących ostrych łuków w planie i poprawienia przebiegu niwelety – zwiększenie bezpieczeństwa ruchu drogowego,
- większa niezależność od obostrzeń wynikających z warunków otrzymanych od PKP PLK.

Główne wady wariantu nr 2:

- konieczność odcięcia skrzyżowania ul. Gołężyckiej / Baranowskiej z ul. Iłżańską i obsługę przyległych do nich posesji poprzez sąsiednie ulice,
- wyższy koszt realizacji inwestycji.

Opracowali:

mgr inż. Michał Bekier

mgr inż. Michał Wołoszyński

II. OŚWIADCZENIE

Sycowo, dnia

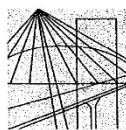
OŚWIADCZENIE

Oświadczamy, że niniejsza ekspertyza techniczna, dla tematu: „Przebudowa wiaduktu w ciągu ul. Gołężyckiej” została sporządzona zgodnie z umową nr RU-136/PIM/18/KD/2018-154, obowiązującymi przepisami i wytycznymi, oraz zasadami wiedzy technicznej i jest kompletna z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

mgr inż. Michał Bekier

mgr inż. Michał Wołoszyński

III. UPRAWNIENIA I PRZYNALEŻNOŚĆ DO PIIB



WIELKOPOLSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

sygn. akt WOIB-OKK-MP-0054-124/2007

Poznań, dnia 25 czerwca 2007 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.) i art. 12 ust. 1 pkt 1, art. 12 ust. 3 i 4, art. 13 ust. 1 pkt 1, oraz ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2b ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2006 r. Nr 156 poz. 1118) oraz § 19 ust. 1 i 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 83 poz. 578)

decyzją Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej WOIB
otrzymuje

Pan
Michał Artur Bekier

magister inżynier
kierunek: Budownictwo
urodzony dnia 01 kwietnia 1978 r. w Poznaniu

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr ewidencyjny **WKP/0101/POOM/07**

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności mostowej

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

1. Podstawą do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz na wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Poznaniu w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Skład orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Przewodniczący – dr inż. Daniel Pawlicki:

Członek Komisji – dr inż. Andrzej Barczyński:

Członek Komisji – mgr inż. Szczepan Mikurenda:

Na podstawie art.12 ust.1 pkt 1 i 5 ustawy Prawo budowlane Pan Michał Artur Bekier jest upoważniony w specjalności mostowej do:


- projektowania, sprawdzania projektów budowlanych w specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami i sprawowania nadzoru autorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych **bez ograniczeń.**

Niniejsze uprawnienia budowlane zgodnie z § 19 ust.1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie uprawniają do projektowania obiektu budowlanego, takiego jak:

- 1) drogowy obiekt inżynierski, w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
- 2) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, konstrukcja oporowa oraz nadziemne i podziemne przejście dla pieszych, w rozumieniu przepisów o warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe.

oraz zgodnie z § 19 ust. 2 rozporządzenia jw. uprawniają do obliczania światła mostów i przepustów.

Na podstawie § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, uprawnienia do projektowania stanowią podstawę do sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie w/w specjalności.

PRZEWODNICZĄCY
Okręgowej Komisji Konsultacyjnej
Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

dr inż. Daniel Paulicki

Otrzymują:

1. Pan Michał Artur Bekier
62-610 Sompolno, Sycewo 55
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru
Budowlanego
4. a/a



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

WKP-VXX-N6I-JBS *

Pan Michał Artur Bekier o numerze ewidencyjnym WKP/BM/0533/07

adres zamieszkania Sycewo 55, 62-610 Sompolno

jest członkiem Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2018-11-30.

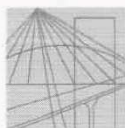
Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-12-04 roku przez:

Włodzimierz Draber, Przewodniczący Okręgowej Rady Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.





WIELKOPOLSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

WOIIB-OKK-MP-0054-153/2005

Poznań, dnia 22 czerwca 2005 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.) i art.13 ust.1 pkt.1, art. 14 ust.1 pkt 2a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2003 r. Nr 207 poz. 2016 z późn. zm.) oraz § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 1995 r. Nr 8 poz. 38, z późn. zm.)

decyzją Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
otrzymuje

Pan

Michał Jakub Wołoszyński

magister inżynier

kierunek: Budownictwo

urodzony dnia 30 maja 1972 r. w Poznaniu

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr ewidencyjny WKP/0073/POOM/05

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności mostowej

Szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwrocie niniejszej decyzji

UZASADNIENIE

Skład Orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Poznaniu na podstawie wniosku o nadanie uprawnień budowlanych z dnia 02 marca 2005 r., protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, uchwałą Nr 1/SO/05 z dnia 21 czerwca 2005 r. stwierdził, że Pan Michał Jakub Wołoszyński posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w w/w specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane.


Pouczenie

- 1.Podstawą do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz na wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
- 2.Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Poznaniu w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.



Skład orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

Przewodniczący – mgr inż. Jan Lemański: 

Członek Komisji – mgr inż. Marian Karcz: 

Członek Komisji – dr inż. Daniel Pawlicki: 

Na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5 ustawy Prawo budowlane w związku z § 4a ust. 2 oraz § 4 ust. 2 rozp. MGPIB, Pan Michał Jakub Wołoszyński jest upoważniony w specjalności mostowej do:

- projektowania: mostów, wiaduktów, estakad, kładek, tuneli, przejść podziemnych, przepustów, konstrukcji oporowych wraz z nieskomplikowanymi odcinkami dróg stanowiącymi bezpośrednio dojazdy do tych budowli,
- sprawdzania projektów budowlanych w specjalności objętej niniejszymi uprawnieniami i sprawowania nadzoru autorskiego,
- sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych **bez ograniczeń.**

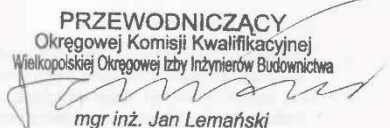
Niniejsze uprawnienia, na podstawie §4 ust. 4 rozporządzenia MGPIB z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, stanowią podstawę do sporządzania projektów zagospodarowania działki i terenu w w/w specjalności, jeśli całość problematyki jest przedstawiona w projekcie zagospodarowania działki lub terenu – zgodnie z art. 34 ust. 3b.

Zgodnie z § 5 ust. 3c w związku z ust. 2 pkt.1 rozporządzenia MGPIB z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, - niniejsze uprawnienia budowlane, uprawniają również do projektowania budowli oraz budynków o kubaturze mniejszej niż 1000m³ takich jak domy jednorodzinne, obiekty gospodarcze, inwentarskie, składowe, handlowe lub usługowe:

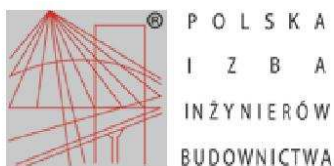
- nie wyższych niż 12 m nad poziomem terenu lub o wysokości do 3 kondygnacji naziemnych w odniesieniu do budynków mieszkalnych,
- zagłębionych nie więcej niż 3 m poniżej poziomu terenu i posadowionych na ławach bądź stopach fundamentowych bezpośrednio na stabilnym gruncie nośnym,
- zawierających elementy konstrukcyjne o rozpiętości do 6 m, wysięgu do 2 m lub wysokości dla jednej kondygnacji do 4,8 m,
- mających konstrukcję dla której jest właściwy schemat obliczeniowy statycznie wyznaczalny, lub zawierających prostoliniowe belki i płyty ciągle obliczane jednokierunkowo,
- nie zawierających elementów konstrukcyjnych poddanych obciążeniu zmiennemu technologicznemu większemu niż 5 kN/m², a także nie wymagających uwzględnienia obciążeń zmiennych ruchomych, parcia gruntu, materiałów sypkich albo cieczy, sił sprężających oraz wpływów dynamicznych, termicznych lub przemieszczeń podpór,
- nie wymagających uwzględnienia wpływu eksploatacji górniczej,
- dróg wewnętrznych

Otrzymują:

1. Pan Michał Wołoszyński
60-687 Poznań os. Stefana Batorego 17/53
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor Nadzoru
Budowlanego
4. a/a

PRZEWODNICZĄCY
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

mgr inż. Jan Lemański





Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

WKP-HRS-S3R-9DL *

Pan Michał Jakub Wołoszyński o numerze ewidencyjnym WKP/BM/0084/06
adres zamieszkania Os. Stefana Batorego 17/53, 60-687 Poznań
jest członkiem Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2019-02-28.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-03-06 roku przez:

Włodzimierz Draber, Przewodniczący Rady Wielkopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.piib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



IV. ŚWIADECTWO KONTROLI MŁOTKA SCHMIDTA



Spółka z o.o.



Katowice, 25.05.2018r.

US 480 / 2018

ŚWIADECTWO KONTROLI

Przedmiot kontroli	Młotek Schmidta typ N nr ser. N-34 159985
Użytkownik	Mpont Michał Bakier
Odniesienie do wzorca	Dokonano sprawdzenia na kowadło wzorcowym EN nr ser. E05-001
Wyniki sprawdzenia	Uzyskano średnią wartość liczby odbicia $R = 80,8$ mieszczącą się w dopuszczalnym zakresie tolerancji 81 ± 2
Zalecenia kontrolne	Zaleca się dokonanie ponownego sprawdzenia po wykonaniu 1000 pomiarów lub po upływie 1 roku

wykonał VIATECO Sp. z o.o.
Mabelewski
SERWIS



zatwierdził
Przeses Zarządu
Dominik Jętkowski

Autoryzowany serwis firmy Proceq.

BA

ul. Krakowska 1
40-391 KATOWICE

tel. 32 411 58 40
e-mail: viateco@viateco.eu
www.viateco.eu

KRS: 0000100523
NIP: 954-24-02-946

KRS: 0000100523, Sąd Rejonowy VIII WG Katowice NIP: 954-24-02-946 REGON 277783906 Kapitał zakładowy 200 000,00 PLN

V. CZĘŚĆ RYSUNKOWA