

Projektowanie nawierzchni betonowej na obiektach mostowych



MATEUSZ RAJCHEL

Politechnika Rzeszowska
mrajchel@prz.edu.pl
ORCID: 0000-0003-4930-3443



TOMASZ SIWOWSKI

Politechnika Rzeszowska
siwowski@prz.edu.pl
ORCID: 0000-0002-2003-000X



ANTONI SZYDŁO

Politechnika Wrocławska
antoni.szydlo@pwr.edu.pl
ORCID: 0000-0002-3363-9391

W Polsce coraz częściej na drogach ekspresowych i autostradach, a także na drogach samorządowych, stosuje się nawierzchnie betonowe jako alternatywę dla nawierzchni bitumicznych [1, 2]. Obecnie na obiektach mostowych w ciągu dróg z nawierzchnią betonową wykonuje się konwencjonalną nawierzchnię bitumiczną, co stwarza pewne kłopoty technologiczne wykonawcom oraz problemy utrzymaniowe zarządcom dróg. Dlatego wydaje się uzasadnione wdrożenie i upowszechnienie nawierzchni betonowych na krajowych obiektach mostowych.

Główne korzyści płynące ze stosowania nawierzchni betonowych na obiektach mostowych są następujące: jednolite właściwości użytkowe nawierzchni na moście i na drodze (rodzaj materiału, makrotekstura, właściwości antypoślizgowe, kolor nawierzchni), poprawa bezpieczeństwa użytkowników, wynikająca z ujednoczonych właściwości, ujednoczenie standardu utrzymania nawierzchni na moście i na drodze, a także wyeliminowanie

problemu braku przyczepności warstw hydroizolacji do płyty pomostu. Pozostałe zalety nawierzchni betonowych wynikają z cech materiałowych betonu: większa trwałość i odporność na koleinowanie nawierzchni, mniejsza podatność na zmiany temperatury i inne warunki otoczenia oraz jasny kolor nawierzchni, na powierzchni której obiekty są lepiej widoczne po zmroku.

Nawierzchnie mostowe z betonu cementowego najczęściej są wykonywane w USA i Kanadzie. Warstwy bitumiczne na obiektach mostowych są tam stosowane zdecydowanie rzadziej niż w Europie. Wynika to z następujących faktów [3]:

- większa trwałość nawierzchni betonowych znacząco ogranicza konieczność zamykania odcinków drogowych i przeprowadzania remontów (co zmniejsza koszty społeczne);

- wykonawcy obiektów mostowych nie dysponują zwykle technologią do wykonania nawierzchni bitumicznych, ich układanie musi zostać podzleczone innej firmie, co powoduje wzrost kosztów; wykonanie nawierzchni bitumicznych jest więc nieopłacalne;
- izolacje przeciwwilgociowe, konieczne przy stosowaniu nawierzchni bitumicznych są wrażliwe na błędy w wykonawstwie; w przypadku niestarannego wykonania dochodzi często do rozwarstwień między płytą pomostu i izolacją oraz w konsekwencji do zniszczeń nawierzchni mostowej.

W Polsce dotychczas nie stosowano nawierzchni betonowych na obiektach mostowych. W 2020 r. w ramach budowy odcinka drogi ekspresowej S-7 Pieńki-Płońsk GDDKiA zdecydowała się na pilotażową budowę pięciu obiektów mostowych z nawierzchnią betonową [4]. W trzech obiektach zastosowano technologię żelbetowej płyty pomostu bez nawierzchni, w dwóch kolejnych nawierzchnię betonową o zbrojeniu ciągłym, układaną na warstwie poślizgowej (tzw. pływająca). Jednym z dużych ograniczeń w stosowaniu takich nawierzchni jest brak metod ich projektowania, sprawdzania nośności doraźnej i prognozowania trwałości zmęczeniowej. W ramach prac nad krajowym katalogiem typowych nawierzchni mostowych autorzy opracowali metodykę projektowania nawierzchni betonowych na obiektach mostowych, bazującą na założeniach Eurokodów oraz (w zakresie trwałości zmęczeniowej) kompatybilną z procedurami przyjętymi w Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych [5]. W artykule przedstawiono metodykę projektowania nawierzchni betonowej o zbrojeniu ciągłym na typowym obiekcie mostowym, opracowaną na podstawie wymagań ww. dokumentów.

Założenia projektowe

Założenie ruchowe i okres trwałości nawierzchni

Przyjęto, że konstrukcja nawierzchni betonowej obiektu mostowego powinna być zaprojektowana dla kategorii ruchu KR6, co według KTKNS [5] odpowiada sumarycznej liczbie powtarzalnych obciążeń osi standardowych 115 KN wynoszącej 38 000 000 na pas. Dla takiej liczby powtarzalnych obciążeń została sprawdzona trwałość zmęczeniowa (tj. przydatności nawierzchni do użytkowania) projektowanej nawierzchni betonowej. Konstrukcja nawierzchni została tak zaprojektowana, aby jej trwałość zmęczeniowa nie została wyczerpana w okresie eksploatacji krótszym niż 30 lat.

Układ konstrukcyjny warstw nawierzchni na obiekcie mostowym

Zaprojektowano następujące warstwy konstrukcyjne nawierzchni betonowej na typowym obiekcie mostowym:

- podłoże – beton cementowy, zbrojony, grubość 21 cm; płyta pomostu przęsła z belek prefabrykowanych T-27 o schemacie statycznym belki ciągłej dwuprzęsłowej;
- izolacja natryskowa – metakrylan metylu, grubość 5 mm, niemająca znaczenia konstrukcyjnego;
- warstwa poślizgowa – mieszanka SMA-MA, grubość 4 cm; niemająca znaczenia konstrukcyjnego;
- warstwa nawierzchniowa – beton cementowy, zbrojony w sposób ciągły siatką z prętów stalowych, grubość 20 cm.

Przyjęty rodzaj nawierzchni betonowej (o zbrojeniu ciągłym wg [5]) nie ma podłużnych i poprzecznych szczelin skurczowych (w odróżnieniu od nawierzchni dyblowanej i kotwionej).

Parametry materiałowe

W obliczeniach przyjęto następujące parametry materiałowe poszczególnych elementów pomostu i nawierzchni betonowej:

- żelbetowa płyta pomostu – beton cementowy klasy C35/45, zbrojony, grubość 21 cm:
 - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $f_{ck} = 35$ MPa oraz $f_{ck,cube} = 45$ MPa;
 - średnia charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $f_{ctm} = 3,2$ MPa;
 - materiałowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $\gamma_M = 1,4$;
 - moduł sprężystości betonu wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $E = 34\,077$ MPa;
 - współczynnik Poissona dla betonu PN-EN 1992-1-1 [6]: $\nu = 0,2$;
 - wytrzymałość charakterystyczna stali zbrojeniowej B500SP: $f_{yk} = 500$ MPa;
 - materiałowy współczynnik bezpieczeństwa dla stali zbrojeniowej wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $\gamma_s = 1,15$;
- warstwa poślizgowa – mieszanka SMA-MA o uziarnieniu do 8 mm, asfalt modyfikowany polimerem:
 - moduł sprężystości oszacowany na podstawie KTKNPP [7]: $E = 6$ GPa;
 - współczynnik Poissona oszacowany na podstawie KTKNPP [7]: $\nu = 0,3$;
 - współczynnik tarcia (bitum/beton): oszacowany na podstawie KTKNPP [7]: $f = 0,2$;
 - wytrzymałość na ścinanie w płaszczyźnie na podstawie WT-2 [8]: 1,3 MPa;
- nawierzchnia – beton cementowy klasy C35/45, zbrojony, grubość 20 cm:
 - charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $f_{ck} = 35$ MPa oraz $f_{ck,cube} = 45$ MPa;

- średnia charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $f_{ctm} = 3,2$ MPa;
- minimalna charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $f_{ctk,005} = 2,2$ MPa;
- charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu wg PN-EN 12390-5 [9]; przyjęta wg KTKNS [5]: $f_{ct,fl} = 5,5$ MPa;
- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie przy rozłupywaniu określona wg PN-EN 12390-6 [8]; przyjęta wg KTKNTS [3]: $f_{ct,sp} = 3,3$ MPa;
- materiałowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $\gamma_M = 1,4$;
- moduł sprężystości i współczynnik Poissona betonu wg KTKNS [5] dla obciążenia pojazdami: $E = 35\,000$ MPa oraz $\nu = 0,16$;
- moduł sprężystości i współczynnik Poissona betonu wg KTKNS [5] dla oddziaływania termicznego: $E = 26\,000$ MPa oraz $\nu = 0,2$;
- współczynnik rozszerzalności termicznej betonu wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $1,2 \times 10^{-6} / K$;
- wytrzymałość charakterystyczna stali zbrojeniowej B500SP: $f_{yk} = 500$ MPa;
- materiałowy współczynnik bezpieczeństwa dla stali zbrojeniowej wg PN-EN 1992-1-1 [6]: $\gamma_s = 1,15$;

Obciążenia i oddziaływania projektowe oraz ich kombinacje

W obliczeniach konstrukcji nawierzchni betonowej przyjęto następujące obciążenia i oddziaływania:

- ciężar własny nawierzchni wg PN-EN 1991-1-1 [10];
- obciążenie ruchome mostów drogowych modelem LM-1 wg PN-EN 1991-2 [11] dla klasy I obciążenia wg rozporządzenia [12];
- obciążenie ruchome STANAG dla klasy I wg rozporządzenia [12];
- obciążenie ruchome pojazdami drogowymi o nacisku na oś 11,5 tony (115 kN) wg rozporządzenia [13]; przyjęto trzyosiowe samochody ciężarowe o naciskach na każdą oś 115 kN oraz rozstawie osi 1,00 m; przyjęto ustawienie pojazdów na każdym pasie oraz na pasie awaryjnym; łączny ciężar pojazdu na pojedynczym pasie 452 kN;
- obciążenie ruchome pojedynczym kołem o nacisku 57,5 kN (850 kPa) wg rozporządzenia [13];
- oddziaływanie termiczne dla nawierzchni betonowych o grubości 20 cm jako liniową zmianę temperatury pomiędzy powierzchnią górną i dolną nawierzchni równą $\pm 8^\circ C$ o gradiencie dodatnim i ujemnym (w każdym przypadku zmiana temperatury była równa $\pm 8^\circ C$) jak dla płyt o grubości 19–24 cm wg KTKNS [5];
- oddziaływanie skurczu betonu na poziomie zbrojenia wg [10].

Do obliczeń nośności doraźnej nawierzchni betonowej przyjęto obliczeniową kombinację w zakresie ograniczenia naprężeń rozciągających z uwzględnieniem obciążeń zmiennych głównych oraz towarzyszących wg PN-EN 1990 [14]. W zakresie doboru zbrojenia nawierzchni betonowej w stanie granicznym nośności przyjęto kombinację obliczenio-

wą natomiast w stanie granicznym użyteczności przyjęto kombinację charakterystyczną do oceny ograniczenia naprężeń w betonie i zbrojeniu konstrukcyjnym oraz kombinację quasi-stałą do oceny rozwartości rysy. Przyjęto maksymalną, dopuszczalną rozwartość rysy 0,3 mm wg [15]. Do obliczeń trwałości zmęczeniowej nawierzchni przyjęto charakterystyczną kombinację wg PN-EN 1990 [14].

Metoda projektowania nawierzchni

Uwagi ogólne

W projektowaniu nawierzchni betonowej na podłożu w postaci sztywnej płyty żelbetowej zastosowano metodę elementów skończonych (MES). MES pozwala na analizę statyczną i wytrzymałościową konstrukcji nawierzchni, dyskretyzowanej za pomocą elementów skończonych, scharakteryzowanych poprzez wybrane parametry mechaniczne materiałów, zastosowanych do wykonania nawierzchni oraz podłoża – płyty żelbetowej. Do analiz MES zastosowano program Sofistik 2018.

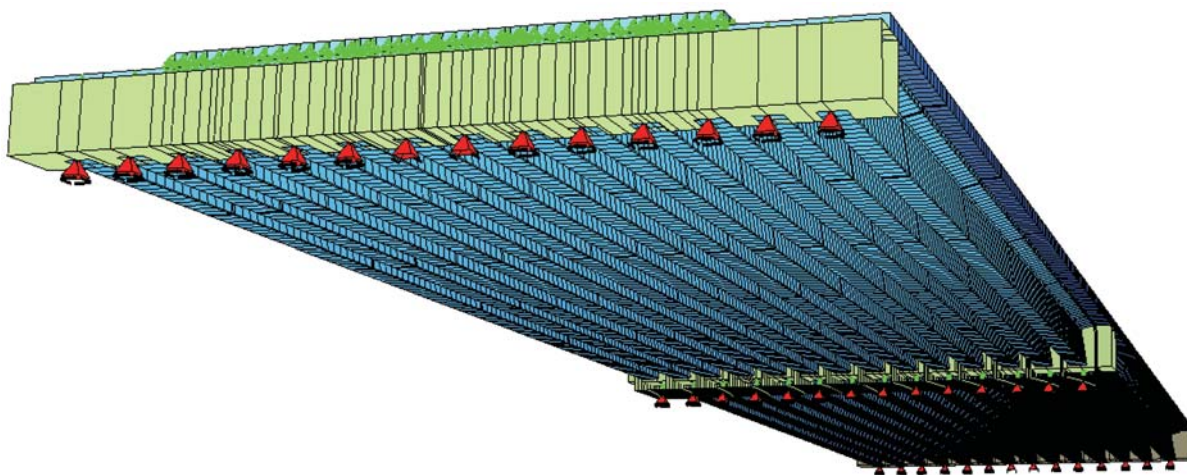
Model numeryczny zastosowano do symulacji odpowiedniej sztywności podłoża (spełniającej warunek stanu granicznego użyteczności płyty betonowej obiektu mostowego) i analizy nośności doraźnej (tj. sprawdzenia stanu granicznego nośności) konstrukcji nawierzchni pod wpływem odpowiednich kombinacji obciążeń i oddziaływań. Końcowe i sumaryczne efekty poszczególnych kombinacji obciążeń

i oddziaływań w postaci głównych naprężeń obliczeniowych w betonie zostały porównane z wytrzymałością obliczeniową betonu na rozciąganie przy zginaniu.

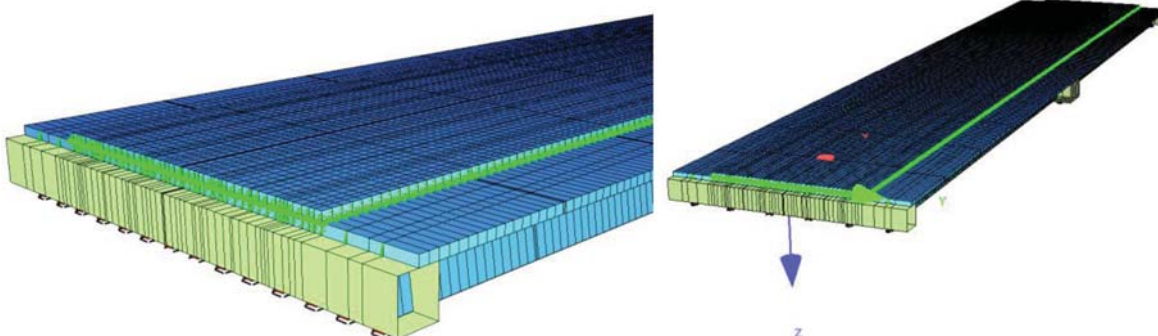
W analizie trwałości zmęczeniowej konstrukcji nawierzchni betonowej zastosowano metodę naprężeń liniowych wg KTKNS [5]. Końcowe i sumaryczne efekty poszczególnych kombinacji obciążeń i oddziaływań w postaci naprężeń charakterystycznych w betonie zostały porównane z naprężeniami dopuszczalnymi, obliczonymi wg KTKNS [5]. Naprężenia dopuszczalne zostały wyznaczone dla wymaganej trwałości zmęczeniowej nawierzchni, określonej wg KTKNS [2] dla prognozowanej liczby obciążeń osi standardowych, tj. 38 000 0000, dla 30-letniego okresu żywotności (eksploatacji) nawierzchni.

Model numeryczny podłoża i nawierzchni betonowej

Konstrukcję typowego obiektu mostowego z belek prefabrykowanych T-27 zespolonych z żelbetową płytą pomostu przyjęto wg katalogu [15]. W modelu numerycznym odwzorowano rzeczywistą geometrię obiektu. Przęsła zamodelowano za pomocą jednowymiarowych elementów belkowych typu *beam* (dźwigary) oraz dwuwymiarowych elementów płytowych typu *quad* (płyta pomostu i poprzecznice) o wymiarach 250 × 250 mm i rzeczywistej grubości (rys. 1). Nawierzchnię betonową o grubości 20 cm zamodelowano za pomocą elementów płytowych typu *quad* o wymiarach od około 100 × 100 mm do około 250 × 250 mm i grubości rzeczywistej (rys. 2).

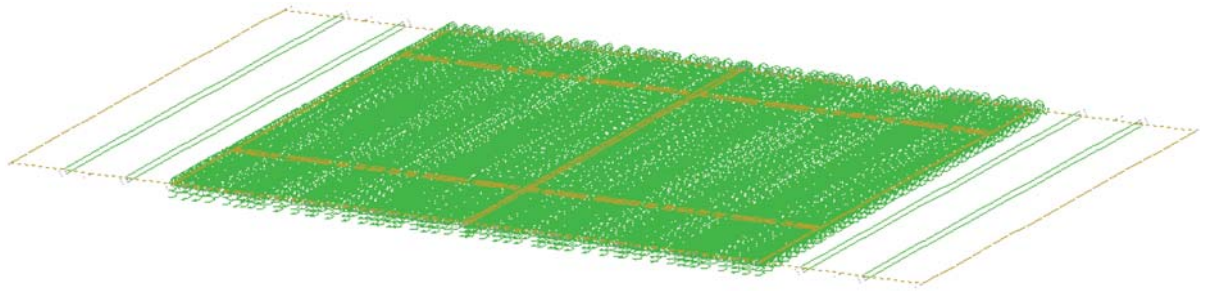


Rys. 1. Model numeryczny konstrukcji obiektu mostowego



Rys. 2. Model numeryczny konstrukcji nawierzchni betonowej

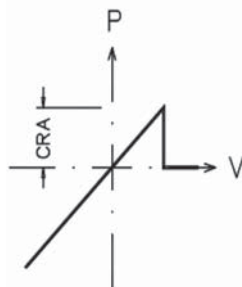
Rys. 3. Kontaktowe elementy sprężyste symulujące warstwę poślizgową



Pomiędzy podłożem (płytą pomostu) a nawierzchnią betonową, tj. w poziomie występowania warstwy poślizgowej, zastosowano w modelu kontaktowe elementy sprężyste typu *spr*, które symulowały zachowanie się nawierzchni betonowej leżącej na warstwie poślizgowej (rys. 3). W modelu uwzględniono możliwość odrywania się nawierzchni od podłoża – płyty betonowej. Kontaktowe elementy sprężyste zostały opisane następującymi parametrami, odpowiadającymi charakterystyce materiału warstwy poślizgowej:

- sztywność w płaszczyźnie (kierunki x, y): 6 000 000 kN/m³;
- sztywność z płaszczyzny (kierunek z): 6 000 000 kN/m³;
- wytrzymałość na ścinanie (w płaszczyźnie x,y): CRA = 300 kPa;
- wytrzymałość na odrywanie (kierunek z): CRA = 1 kPa;
- współczynnik tarcia (bitum / beton): 0,3.

Nieliniowy model pracy elementów kontaktowych typu *spr* przy rozciąganiu (CRA = 300 kPa w płaszczyźnie oraz CRA = 1 kPa z płaszczyzny) pokazano na rysunku 4. Założono możliwość współpracy nawierzchni betonowej z podłożem (płytą pomostu) do momentu nieprzekroczenia granicznej wartości ścinania międzywarstwowego na poziomie 300 kPa, co jest wartością znacznie mniejszą od dopuszczalnej (1,3 MPa wg [8]). Wyniki symulacji numerycznej wykazały, że zwiększanie wytrzymałości na ścinanie powyżej wartości 300 kPa nie wpływa na zmianę naprężeń w nawierzchni betonowej.



Rys. 4. Model pracy elementów kontaktowych typu *spr*

Model numeryczny przyjęty do projektowania nawierzchni walidowano na podstawie adekwatnych modeli numerycznych nawierzchni betonowych, zaczerpniętych z literatury naukowej [16]. Uzyskano identyczne wyniki naprężeń głównych od obciążeń ruchomych i temperatury. Na tej podstawie potwierdzono wiarygodność i niezawodność procedury modelowania MES nawierzchni betonowej na żelbetowej płycie pomostowej.

Kryteria wymiarowania

Nośność doraźna nawierzchni

W celu sprawdzenia nośności doraźnej (SGN) konstrukcji nawierzchni, naprężenia w betonie wyznaczono w przypadku obliczeniowej kombinacji obciążeń i oddziaływań dla naprężeń głównych. Naprężenia obliczono przy uwzględnieniu sztywności podłoża (płyty pomostu). Sprawdzenie nośności doraźnej wykonano przez porównanie wyznaczonych głównych naprężeń o wartościach obliczeniowych (kombinacja obliczeniowa) w betonie z obliczeniową wytrzymałością betonu na rozciąganie przy zginaniu. Sprawdzenie warunku nośności doraźnej wykonano wg wzoru (1):

$$\sigma_{td} < \alpha_{ct} \cdot f_{ct,fl} / \gamma_c \quad (1)$$

gdzie:

- σ_{td} – główne naprężenia rozciągające od kombinacji obliczeniowej dla decydujących włókien górnych lub dolnych nawierzchni betonowej,
- $\alpha_{ct} = 1,0$ – współczynnik uwzględniający efekty długo-trwałe oraz niekorzystne wpływy powstałe w wyniku przyłożenia obciążenia [10];
- $f_{ct,fl} = 5,5$ MPa – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu określona wg PN-EN 12390-5 [9]; przyjęta wg KTKNS [5];
- $\gamma_c = 1,4$ – współczynnik częściowy betonu jak dla sytuacji trwałej i przejściowej wg [10].

Spełnienie warunku (1) ograniczenia naprężeń w skrajnych włóknach betonu nawierzchni w rozpatrywanych kierunkach jej pracy wskazuje brak potrzeby jej dodatkowego zbrojenia.

Trwałość zmęczeniowa nawierzchni

W celu sprawdzenia trwałości zmęczeniowej nawierzchni naprężenia w jej konstrukcji wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń ruchomych. Naprężenia główne obliczono przy uwzględnieniu rzeczywistej sztywności podłoża, tj. przęsła mostowego. Sprawdzenie trwałości zmęczeniowej wykonano metodą naprężeń liniowych wg KTKNS [5] przez porównanie wyznaczonych naprężeń charakterystycznych z naprężeniami dopuszczalnymi określonymi wg zależności (2):

$$\sigma_t \leq \sigma_{dop} = f_{ct,fl} \cdot x (1 - 0,078 \log N) \quad (2)$$

gdzie:

- σ_t – główne naprężenia rozciągające od kombinacji charakterystycznej dla decydujących włókien górnych lub dolnych nawierzchni betonowej,
- σ_{dop} – naprężenia dopuszczalne w betonie nawierzchni, MPa;
- $f_{ct,fl}$ – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu określona wg PN-EN 12390-5 [9]; przyjęta wg KTKNS [5];
- N – powtarzalna liczba obciążeń osi standardowych o obciążeniu 115 kN.

Przy następujących założeniach: powtarzalna liczba obciążeń N = 38 000 000 dla KR6 wg KTKNS [5] oraz charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie przy zginaniu: $f_{ct,fl} = 5,5$ MPa, naprężenia dopuszczalne w betonie nawierzchni wynoszą: $\sigma_{dop} = 2,24$ MPa.

Wyniki obliczeń konstrukcji nawierzchni

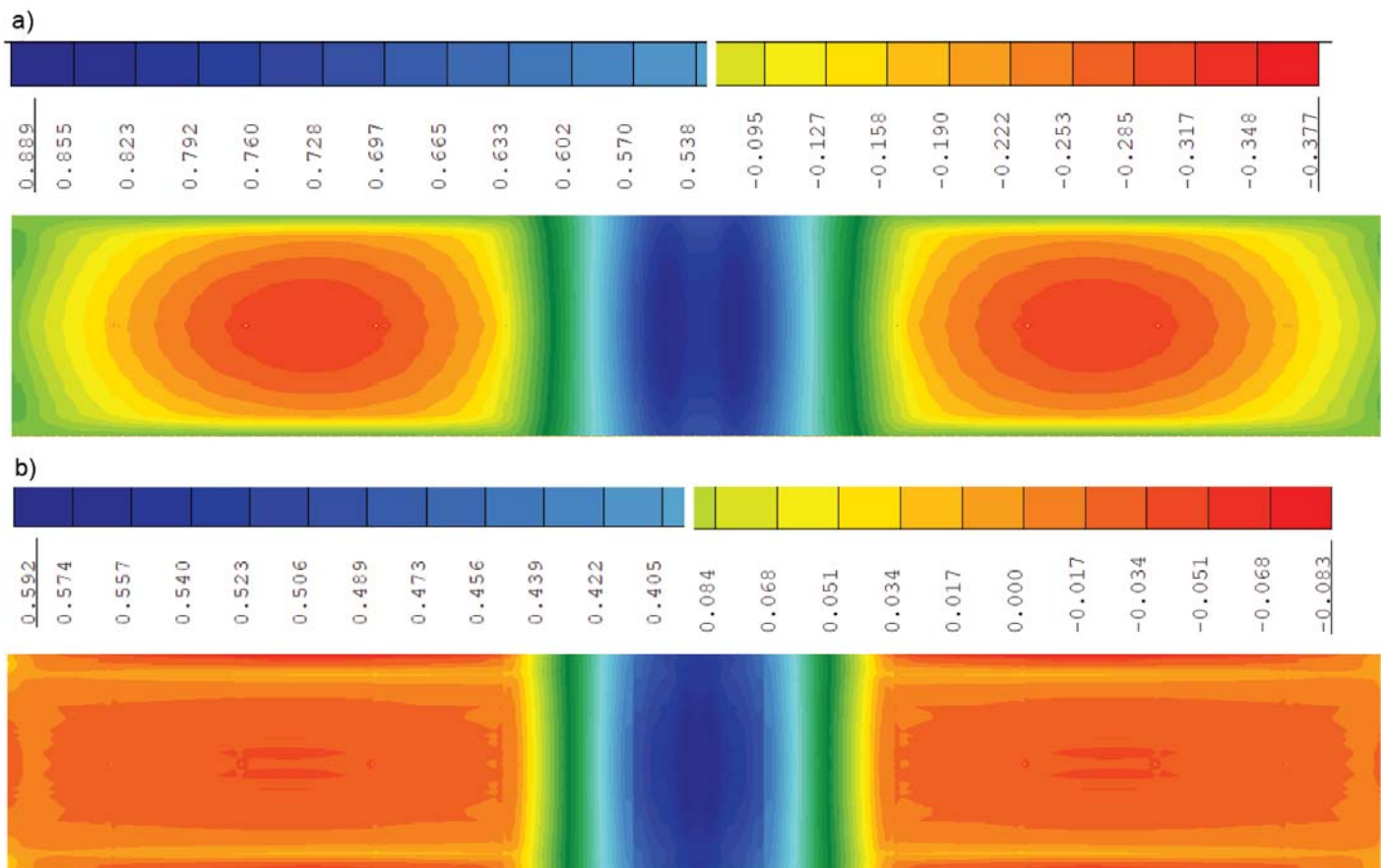
Uwagi ogólne

Wyniki obliczeń konstrukcji nawierzchni wygenerowano w postaci map naprężeń w najniekorzystniejszych włóknach rozciąganych (dolnych i górnych) nawierzchni betonowej. Dla uzyskanych wartości charakterystycznych naprężeń głównych przy uwzględnieniu odpowiednich obciążeniowych

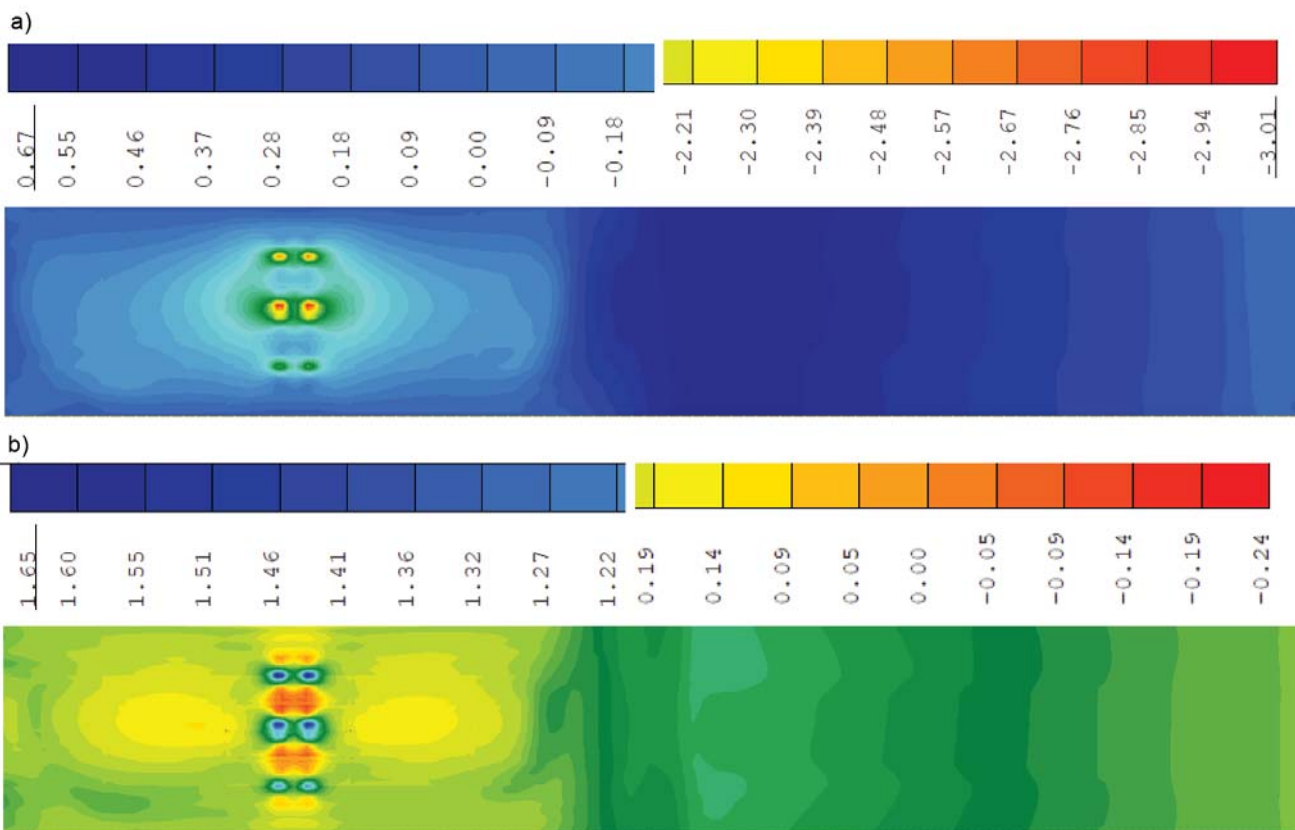
współczynników bezpieczeństwa obliczono kombinacyjne naprężenia obliczeniowe (nośność doraźna) i charakterystyczne (trwałość zmęczeniowa). Do obliczeń nośności doraźnej nawierzchni przyjęto kombinację obliczeniową wg PN-EN 1990 [14] z uwzględnieniem obciążeń zmiennych głównych oraz towarzyszących (oddziaływanie zmianą temperatury 8°), natomiast do obliczeń trwałości zmęczeniowej nawierzchni przyjęto kombinację charakterystyczną. Ze względu na schemat statyczny obiektu mostowego (belka ciągła dwuprzęsłowa) naprężenia sprawdzono w dwóch najbardziej wyężonych przekrojach: w przekroju podporowym i w środku rozpiętości przęsła. Maksymalne wartości obliczonych naprężeń porównano z odpowiednimi charakterystykami betonu na rozciąganie (wytrzymałość obliczeniowa, naprężenie dopuszczalne). Na podstawie analizy otrzymanych wartości naprężeń w betonie oraz ich rozkładu oceniono spełnienie warunków nośności i trwałości przez nawierzchnię betonową.

Wyniki obliczeń naprężeń

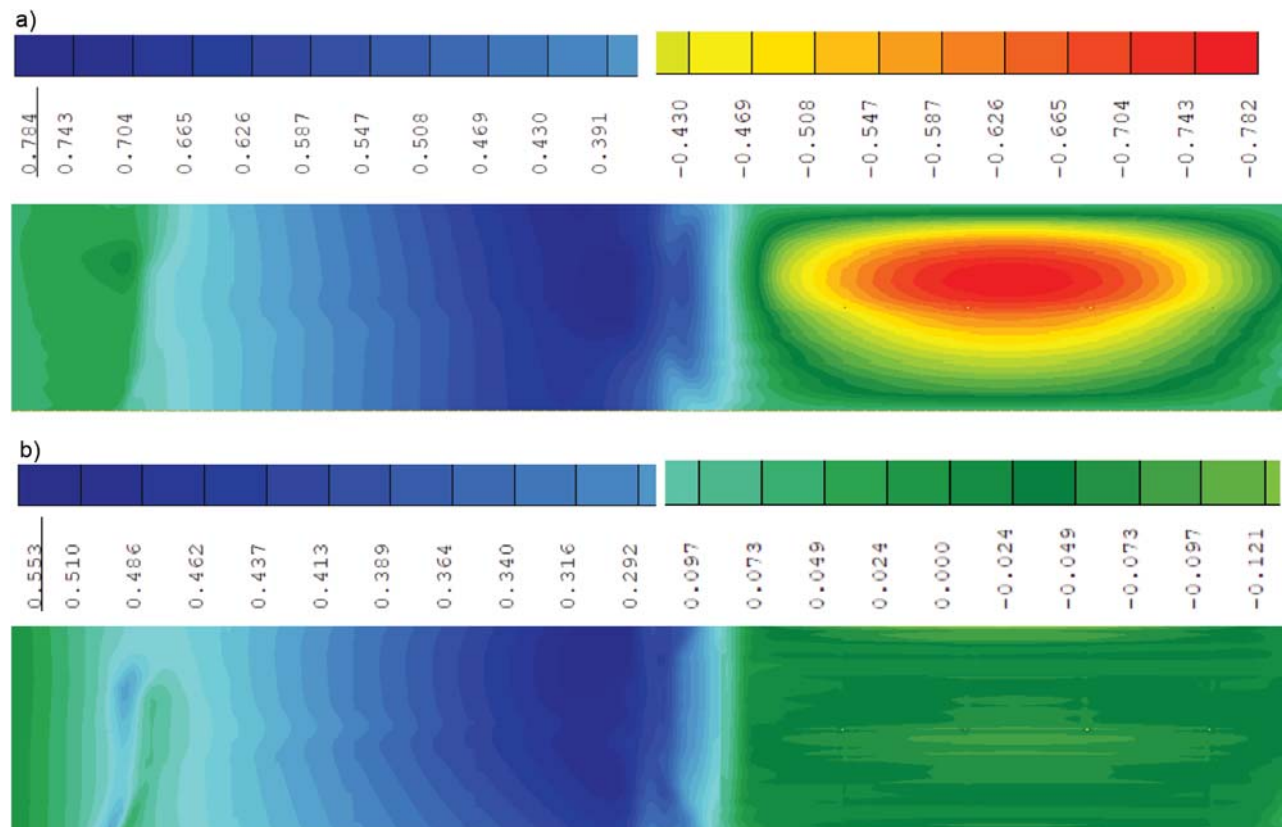
Na rysunkach 5–13 pokazano wybrane mapy charakterystycznych naprężeń głównych w kierunku równoległym do osi podłużnej obiektu mostowego (kierunek I), generowanych przez ciężar własny, najniekorzystniejsze ustawienia obciążeń zmiennych (modele LM-1 i pojazd 115 kN/os) w przęśle i nad podporą oraz oddziaływania zmianą temperatury $\pm 8^\circ\text{C}$.



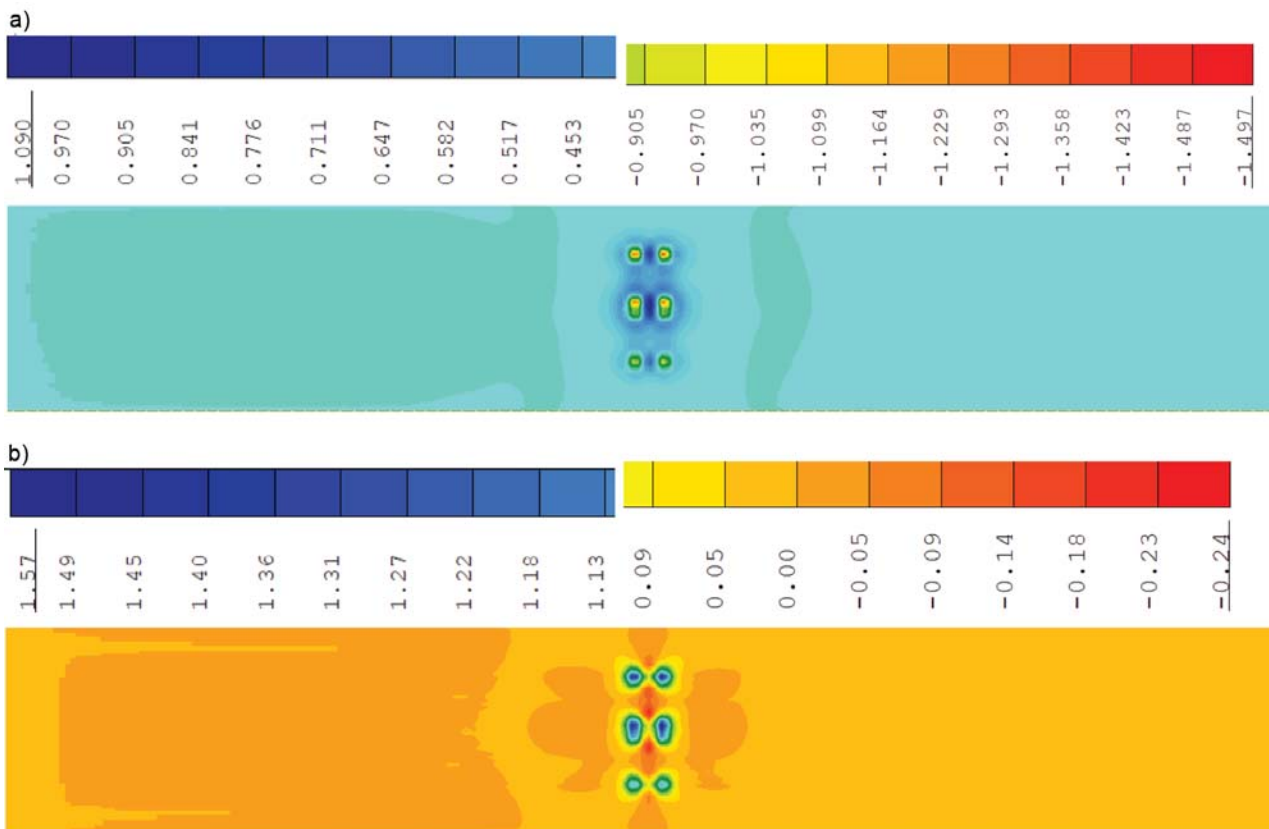
Rys. 5. Mapy naprężeń głównych od obciążenia ciężarem własnym: a) włókna górne; b) włókna dolne



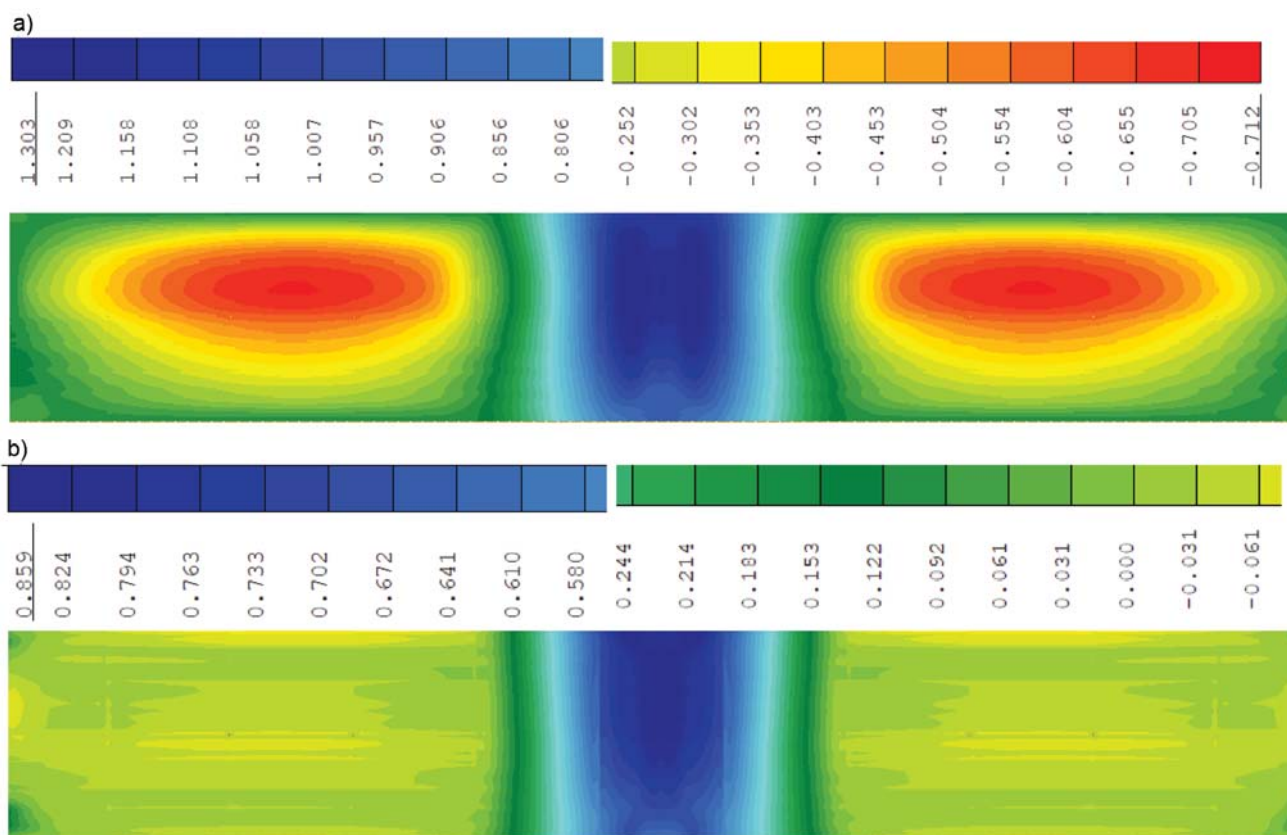
Rys. 6. Mapy naprężeń głównych od obciążenia modelem LM1 (układ TS) w strefie przęsłowej: a) włókna górne, b) włókna dolne



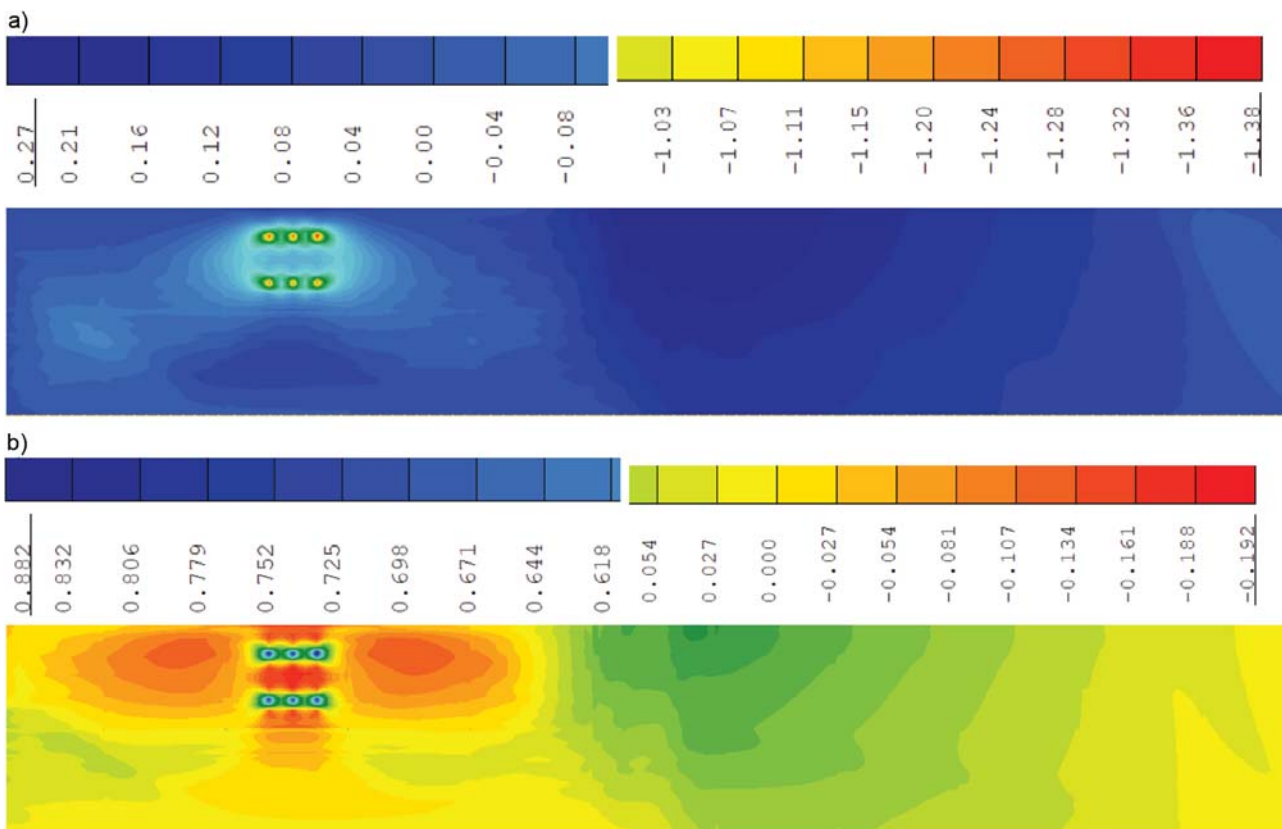
Rys. 7. Mapy naprężeń głównych od obciążenia modelem LM1 (układ UDL) w strefie przęsłowej: a) włókna górne, b) włókna dolne



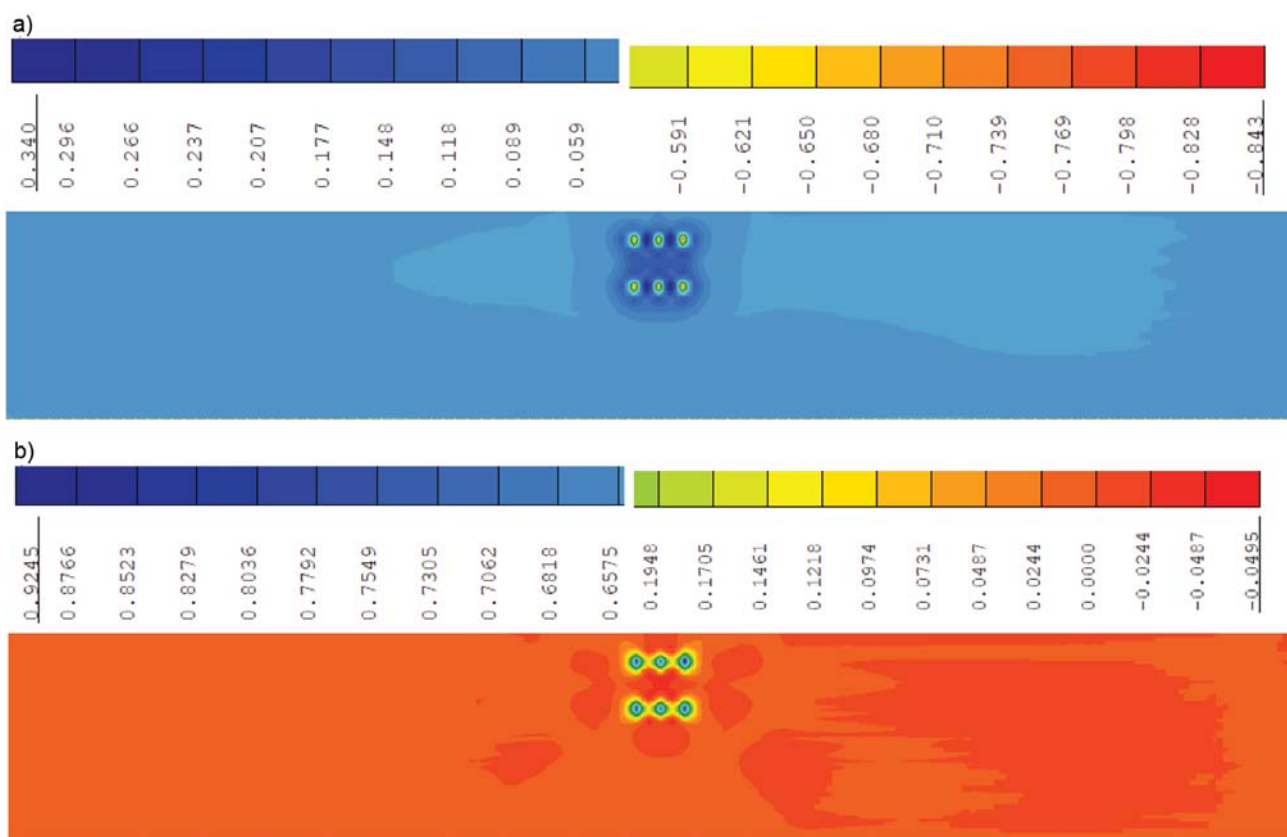
Rys. 8. Mapy naprężeń głównych od obciążenia modelem LM1 (układ TS) w strefie podporowej: a) włókna górne, b) włókna dolne



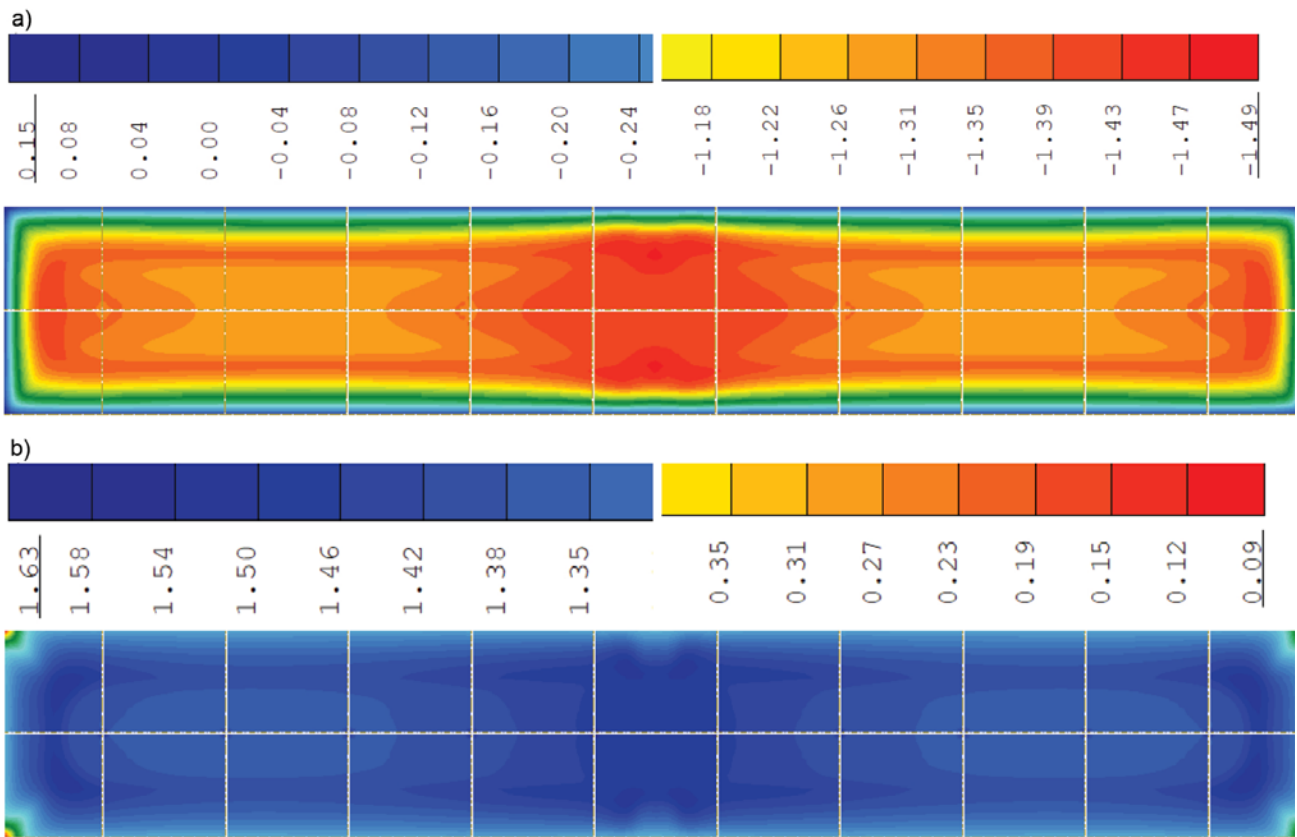
Rys. 9. Mapy naprężeń głównych od obciążenia modelem LM1 (układ UDL) w strefie podporowej: a) włókna górne, b) włókna dolne



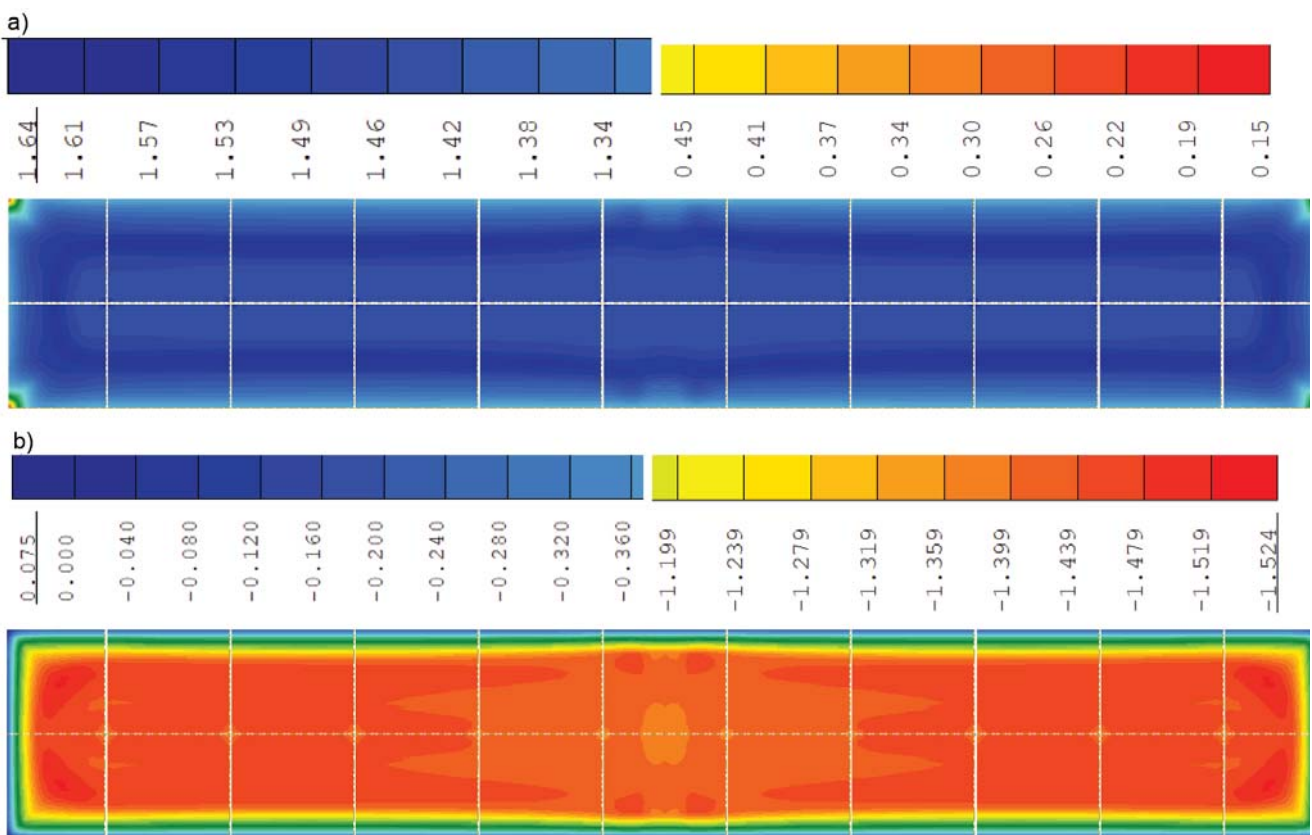
Rys. 10. Mapy naprężeń głównych od obciążenia pojazdem 115 kN/oś w strefie przęsłowej: a) włókna górne, b) włókna dolne



Rys. 11. Mapy naprężeń głównych od obciążenia pojazdem 115 kN/oś w strefie podporowej: a) włókna górne, b) włókna dolne



Rys. 12. Mapa naprężeń głównych we włóknach górnych od obciążenia zmianą temperatury: a) -8°C ; b) $+8^{\circ}\text{C}$



Rys. 13. Mapa naprężeń głównych we włóknach dolnych od obciążenia zmianą temperatury: a) -8°C ; b) $+8^{\circ}\text{C}$

Sprawdzenie nośności doraźnej nawierzchni

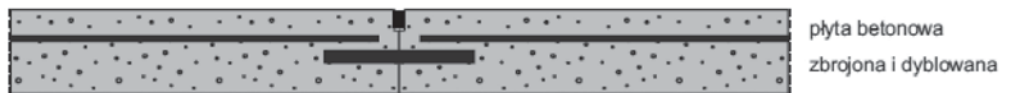
W tabeli 1 przedstawiono ocenę nośności doraźnej nawierzchni betonowej poprzez odniesienie kombinacyjnej wartości naprężeń obliczeniowych do obliczeniowej wytrzymałości betonu na rozciąganie przy zginaniu dla trwałej sytuacji obliczeniowej. Sprawdzono naprężenia główne w włóknach dolnych i górnych nawierzchni oraz w obu kierunkach: równoległym do osi podłużnej obiektu mostowego (kierunek I) i w kierunku prostopadłym do osi (kierunek II). Dla włókien dolnych obciążeniem zmiennym głównym jest obciążenie ruchome (model LM1), natomiast obciążeniem towarzyszącym jest temperatura. Dla włókien górnych obciążeniem zmiennym głównym jest obciążenie od temperatury, a obciążeniem towarzyszącym jest obciążenie ruchome (model LM1).

Tabela 1. Sprawdzenie nośności doraźnej nawierzchni betonowej dla najniekorzystniejszych kombinacji obciążeń (model LM1, temperatura)

Strefa nawierzchni	Włókna, kierunek	Kombinacja obliczeniowa naprężeń (a)	Wytrzymałość obliczeniowa betonu (b)	Wykorzystanie materiału (a/b)
		[MPa]	[MPa]	[%]
Przęsłowa	Włókna dolne, kierunek I	4,418	3,929	112,5
	Włókna dolne, kierunek II	3,184		81,0
	Włókna górne, kierunek I	3,547		90,3
	Włókna górne, kierunek II	2,417		61,5
Podporowa	Włókna dolne, kierunek I	5,554		141,4
	Włókna dolne, kierunek II	3,421		87,1
	Włókna górne, kierunek I	5,898		150,1
	Włókna górne, kierunek II	2,573		65,5

Ze względu na przekroczenie wytrzymałości obliczeniowej betonu na rozciąganie przy zginaniu (o 12,5% w strefie przęsłowej oraz o 50,1% w strefie podporowej) konieczne jest zbrojenie podłużne betonu nawierzchni. Wyznaczono potrzebną ilość zbrojenia w przęśle i nad filarem jedną siatką umieszczoną w środku grubości nawierzchni:

a) w przęśle – minimalna powierzchnia zbrojenia – 17,4 cm²/m, co stanowi minimum pręty podłużne $\phi 20$ mm co 18 cm,



Rys. 14. Szczegół nawierzchni betonowej nad filarem

b) nad podporą – minimalna powierzchnia zbrojenia – 30,9 cm²/m, co stanowi minimum pręty podłużne $\phi 20$ mm co 10 cm.

Wyznaczona powierzchnia zbrojenia w przęśle jest analogiczna do ilości zbrojenia typowej nawierzchni betonowej o ciągłym zbrojeniu, stosowanej na ciągach drogowych [5]. Natomiast zbrojenie nad filarem na odcinku około 5,0 m stanowi blisko dwukrotną ilość typowego zbrojenia. W kierunku poprzecznym zastosowano pręty technologiczne $\phi 12$ mm co 70 cm zarówno w przęśle, jak i nad podporą.

Aby ograniczyć stosowanie dodatkowego zbrojenia nad filarem mostu oraz ujednolicić zbrojenie nawierzchni na moście oraz na ciągu drogowym, można wykonać szczelinę w osi poprzecznej nad filarem (oś podparcia przęśla) na pełnej grubości nawierzchni, przerywając jednocześnie zbrojenie podłużne, co zapobiegnie uplastycznieniu podłużnych prętów zbrojeniowych na filarem. Zastosowanie tego zabiegu spowoduje zmianę schematu statycznego nawierzchni i spowoduje całkowity spadek naprężeń rozciągających, które pojawiają się dla układów ciągłych nad filarem. Szczelinę dylatacyjną można dodatkowo zabezpieczyć typowymi dyblami stosowanymi w nawierzchniach betonowych i wypełnić np. elastyczną zalewką bitumiczną (rys. 14).

Sprawdzenie trwałości zmęczeniowej nawierzchni

W tabeli 2 przedstawiono ocenę trwałości zmęczeniowej nawierzchni betonowej poprzez odniesienie wartości naprężeń charakterystycznych do naprężeń dopuszczalnych dla betonu na rozciąganie dla przyjętej powtarzalnej liczby obciążeń osi standardowych 115 kN/oś. Naprężenia rozciąg-

Tabela 2. Sprawdzenie trwałości zmęczeniowej nawierzchni betonowej dla powtarzalnej liczby obciążeń osi standardowych (pojazd 115 kN/oś, temperatura)

Strefa nawierzchni	Włókna, kierunek	Kombinacja charakterystyczna naprężeń (a)	Naprężenia dopuszczalne w betonie (b)	Wykorzystanie materiału (a/b)
		[MPa]	[MPa]	[%]
Przęsłowa	Włókna dolne, kierunek I	0,816	2,24	36,4
	Włókna górne, kierunek I	0,270		12,1
Podporowa	Włókna dolne, kierunek I	0,925		41,3
	Włókna górne, kierunek I	0,340		15,2

gające o wartościach charakterystycznych podano jedynie dla kierunku I. Ocenę trwałości zmęczeniowej nawierzchni betonowej przeprowadzono z uwzględnieniem zastosowanej szczeliny dylatacyjnej nad filarem. Obliczenia wykazały duży zapas trwałości zmęczeniowej nawierzchni.

Podsumowanie

Obliczenia nawierzchni o ciągłym zbrojeniu z betonu cementowego klasy C 35/45 wykazały, że zarówno nośność doraźna, jak również trwałość zmęczeniowa nawierzchni wyznaczone dla obciążenia mostowego klasy I, standardowego obciążenia osi równego 115 KN, kategorii ruchu KR6 oraz 30-letniej żywotności nawierzchni spełniają wszystkie wymagania odpowiednich norm europejskich [6], [11] oraz katalogu [5]. W przypadku nawierzchni układanej na obiekcie o schemacie statycznym belki ciągłej nad filarami, nawierzchnie trzeba dodatkowo dozbroidzić, stosując na odcinku momentów ujemnych podwójną ilość zbrojenia podłużnego. Rozwiązaniem alternatywnym może być wykonanie szczeliny dylatacyjnej na grubości nawierzchni wraz z przerwaniem prętów podłużnych zbrojenia, z ewentualnym zastosowaniem dybli.

Pierwsze pozytywne doświadczenia wykonawcze wykazały, że stosowanie nawierzchni betonowych na obiektach mostowych jest w Polsce wykonalne i może przynieść określone korzyści, zarówno w fazie budowy, jak również w fazie eksploatacji obiektów mostowych [4]. Już dzisiaj w kraju bez większych trudności można wykonywać obiekty mostowe z nawierzchniami betonowymi, tworzonymi w trzech technologiach: płyty żelbetowe bez nawierzchni, nawierzchnie betonowe dyblowane i kotwione oraz nawierzchnie betonowe o ciągłym zbrojeniu. Szczególnie atrakcyjna jest pierwsza z wymienionych technologii, gdyż wpływa na zmniejszenie obciążenia stałego mostu, co prowadzi do redukcji kosztów jego budowy. Z kolei konwencjonalne betonowe nawierzchnie drogowe w zastosowaniu na obiektach mostowych umożliwiają jednolitą technologię układania nawierzchni, bez jej zmiany na odcinkach mostowych.

W celu upowszechnienia stosowania nawierzchni betonowych na obiektach mostowych w Polsce autorzy artykułu, w ramach opracowywanego dla Ministerstwa Infrastruktury *Katalogu typowych nawierzchni na drogowych obiektach mostowych* zdecydowali się wprowadzić nawierzchnie be-

tonowe jako alternatywę dla konwencjonalnych nawierzchni bitumicznych. Oprócz wymagań materiałowych i technologicznych, w katalogu zostanie podana także procedura obliczeniowa, pozwalająca na sprawdzenie poziomu naprężeń w nawierzchni w zależności od rodzaju pomostu obiektu mostowego. Takie obliczenia są niezbędne w celu uniknięcia nadmiernego zarysowania i zaniżenia trwałości zmęczeniowej nawierzchni.

Bibliografia

- [1] Glinicki MA. *Inżynieria betonowych nawierzchni drogowych*. 1st ed. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN; 2021.
- [2] Szydło A., Mackiewicz P. *Nawierzchnie betonowe na drogach gminnych*. Poradnik. 1st ed. Kraków: Polski Cement; 2005.
- [3] Piłat J., Radziszewski P., Kowalski K. *Jaka nawierzchnia, taki most*. „Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne”, 2007; 4: 49–52.
- [4] Siwowski T., Szydło A., Rajchel M. *Pierwsze krajowe zastosowanie nawierzchni betonowej na obiektach mostowych*. „Materiały Budowlane”, nr 4/2022 (nr 596), s. 70–73.
- [5] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych (KTKNS). Politechnika Wroclawska, Instytut Inżynierii Lądowej, Wrocław, 2012.
- [6] PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [7] Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Podatnych i Półsztywnych (KTKNPPS). Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Katedra Inżynierii Drogowej, 2012.
- [8] Wytyczne Techniczne WT-2. Nawierzchnie asfaltowe na drogach krajowych (część 1 & 2), GDDKiA, Warszawa, 2010 & 2016.
- [9] PN-EN 12390-5. Badania betonu – Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badań.
- [10] PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne, ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [11] PN-EN 1991-2 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [12] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 1 sierpnia 2019 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.
- [13] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 1 sierpnia 2019 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.
- [14] PN-EN 1990 Eurokod 0. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [15] Katalog typowych konstrukcji drogowych obiektów mostowych i przepustów. Część 1: Kształtowanie konstrukcji. Ministerstwo Infrastruktury, Warszawa, 2019.
- [16] Zbiciak A., Graczyk M., Józefczyk K., Michalczyk R., Olszewski P. *Badania naukowe w Instytucie Dróg i Mostów*. Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej, 2019.

Zapraszamy do prenumerowania DROGOWNICTWA w 2022 roku

prenumerata roczna normalna 259 zł } (w tym 8% VAT)
cena 1 egzemplarza 21,60 zł }
prenumerata roczna studencka 129 zł } (w tym 8% VAT)
cena 1 egzemplarza 10,80 zł }

Uprzejmie informujemy Szanownych Prenumeratorów, że egzemplarze „Drogownictwa” oraz faktury będą wysyłane po przesłaniu zamówienia na adres prenumerata.drogownictwo@sitkrp.org.pl oraz po wpłaceniu należnej kwoty na nasze konto:

07 1240 6973 1111 0011 0889 5231

Wydawnictwa SITK RP sp. z o.o., ul. Świętokrzyska 14A lok. 150, 00-050 Warszawa

Redakcja