

Doświadczenia z rozbudowy nawierzchni betonowej terminala kontenerowego w Wolnym Obszarze Celnym w Małaszewiczach k. Terespol

EXPERIENCE OF THE DEVELOPMENT OF CONCRETE PAVEMENT FOR
CONTAINER TERMINAL OF THE DUTY FREE ZONE AT MAŁASZEWICZE
NEAR TERESPOL

Streszczenie

Małaszewicze k. Terespol to kluczowe miejsce na trasie Nowego Jedwabnego Szlaku łączącego Azję z Europą Zachodnią. Są tam porty przeładunkowe, które obsługują towar transportowany koleją ze wschodu, w tym z Chin, w kierunku zachodnim. Docelowo ma to być najnowocześniejszy i największy hub przeładunkowy w Europie, stąd szereg głośno zapowiadanych inwestycji związanych z poprawą jego przepustowości. Jednym z aktualnie realizowanych projektów, mającym na celu zwiększenie możliwości przeładunkowych, jest rozbudowa nawierzchni na terenie Intermodalnego Terminala Kontenerowego ADAMPOL w postaci dylatowanej i dyblowanej płyty betonowej o powierzchni 26 000 m². Pierwszy etap tej rozbudowy o powierzchni 7 924 m², zrealizowany jesienią 2021, służy do przeładunku kontenerów z pociągów przyjeżdżających po szerokich torach (rozstaw szyn 1520 mm) na wagony poruszające się na torach europejskich z rozstawem szyn 1435 mm.

W prezentowanej pracy przedstawiono procedurę wymiarowania i sposób realizacji nawierzchni betonowej poddanej bardzo dużym obciążeniom od kontenerowych żurawi jezdnych (ang. Reach Stacker), w warunkach dynamicznie zmieniającego się rynku materiałów budowlanych. Przerwane łańcuchy dostaw oraz nieoczekiwane wahania cen materiałów budowlanych wywołane pandemią wirusa SARS COVID 19, spowodowały konieczność modyfikacji stosowanego dotychczas autorskiego rozwiązania nawierzchni, poprzez zwiększenie rozstawu dylatacji nacinanych z 5 do 7 m oraz pogrubienie warstwy stabilizacji cementowej podłoża z 15 do 25 cm, kosztem zmniejszenia grubości podbudowy z granitowego kruszywa łamanego o ciągłym uziarnieniu. Wprowadzone zmiany zaowocowały znaczącym zmniejszeniem łącznej długości dylatacji, a w rezultacie zmniejszeniem liczby dybli i pozwoliły na realizację zadania w ramach założeń budżetowych. O ile zmiany grubości warstw podbudowy i stabilizacji nie miały istotne-

go wpływu na nośność podłoża, gdyż z zapasem spełnione zostały warunki brzegowe określone modułami odkształcenia, badanymi sondą VSS, o tyle wydłużenie rozstawu dylatacji przyczyniło się do wzrostu naprężeń wynikających ze skurczu oraz naprężeń wywołanych oddziaływaniami termicznymi w środku płyty i na jej krawędzi, co zostało uwzględnione przy obliczaniu sumarycznych naprężeń dopuszczalnych, sprawdzanych przy wymiarowaniu płyty.

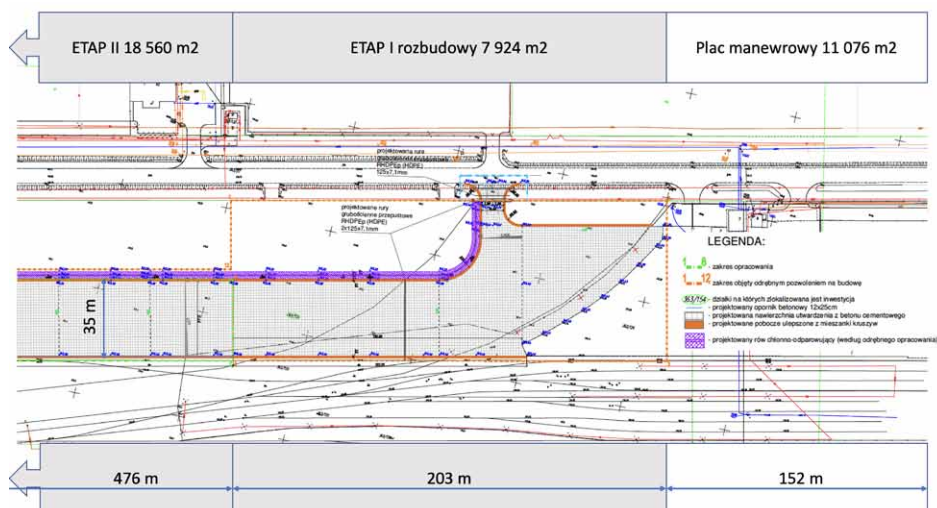
Abstract

Małaszewicze near Terespol is a key place on the route of the New Silk Road connecting Asia with the Western Europe. There are transshipment ports that handle goods transported by rail from the east, including China, to the west. Ultimately, it is to be the most modern and largest transshipment hub in Europe, hence the number of loudly announced investments related to improving its capacity. One of the currently implemented projects, aimed at increasing the reloading capacity, is the development of the area at the ADAMPOL Intermodal Container Terminal in the form of a dilated and doweled concrete slab with an area of 26,000 m². The first stage of this development, with an area of 7,924 m², completed in autumn 2021, is used to reload containers from trains arriving on wide tracks (rail gauge 1520 mm) to wagons moving on European tracks with a rail gauge of 1435 mm.

The paper presents the procedure for dimensioning and the method of implementation of a concrete pavement subjected to very heavy loads from mobile container cranes (Reach Stacker), in the specific conditions of the dynamically changing market of building materials. Interrupted supply chains and unexpected fluctuations in the prices of building materials caused by the SARS COVID-19 virus pandemic made it necessary to modify the original surface solution used so far for slab, by increasing the spacing of the incised expansion joints from 5 to 7 m and thickening the layer of cement stabilization of the substrate from 15 to 25 cm, and at the same time reducing the thickness of the foundation made of granite crushed aggregate with continuous graining. The introduced changes resulted in a significant reduction in the total length of expansion joints, reduction in the number of dowels and allowed the investment to be carried out within the budget assumptions. While changes in the thickness of the foundation and stabilization layers did not have a significant impact on the load-bearing capacity of the substrate, as the boundary conditions defined by the deformation modules tested with the VSS probe were met with a margin, the extension of the expansion joint spacing contributed to an increase in stresses resulting from shrinkage and stresses caused by thermal interactions in the middle of the slab and on its edge, which was taken into account when calculating the total ultimate stresses, checked when dimensioning the slab.

1. Wprowadzenie

Zrealizowana przed 10-cioma laty nawierzchnia betonowa na terenie terminala kontenerowego w WOC w Małaszewiczach koło Terespoła służy z powodzeniem jako plac manewrowy, na którym odbywają się przeładunki i składowanie kontenerów za pomocą samojezdnych żurawi [1-3]. W celu zwiększenia możliwości przeładunkowych inwestor zdecydował o rozbudowie istniejącej nawierzchni o pas szerokości 35 m i długości 750 m biegnący wzdłuż torowiska, co pozwoli na obsługę pełnowymiarowych składów pociągów bez konieczności rozpinania wagonów. Rozbudowa nawierzchni o dodatkowe 26 000 m² została podzielona na dwa etapy ze względów proceduralnych. Realizacja pierwszego etapu o powierzchni niespełna 8 000 m² miała miejsce jesienią 2021 roku. W okresie tym na runku budowlanym pojawiły się trudności spowodowane pandemią SARS COVID 19, takie jak przerwane łańcuchy dostaw i znaczne wahania cen materiałów i usług. Dynamiczny wzrost cen materiałów oraz problemy z ich dostępnością zainicjowały konieczność poszukiwania rozwiązań, które pozwoliły na terminową realizację przy zakładanym budżecie. Wprowadzono zmiany polegające na zwiększeniu odległości pomiędzy dylatacjami w płycie betonowej oraz zmniejszeniu grubości podbudowy z trudnodostępnego w tym okresie kruszywa łamanego o ciągłym uziarnieniu, kosztem pogrubienia warstwy ulepszonego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem. Zakres pierwszego etapu rozbudowy pokazano na rys. 1.



Rys. 1. Schemat I etapu rozbudowy nawierzchni betonowej na terenie terminala kontenerowego w WOC k. Terespoła

2. Konstrukcja nawierzchni

Przy projektowaniu konstrukcji nawierzchni terminala przyjęto obciążenie od kontenerowego żurawia jezdnego (ang. Reach Stacker) model SC 4531 TA 5. Według danych technicznych producenta – firmy KALMAR - maksymalne obciążenie przekazywane na

przodnią oś podczas podnoszenia kontenera wynosi 101,5 t, zaś ciśnienie kontaktowe wywierane przez oponę na nawierzchnię wynosi $1,0 \text{ N/mm}^2$ (1 MPa). Obciążenie osi przedniej przenoszone jest na każde z 4 kół, tj. $101,5 \text{ t}/4 = 25,375 \text{ t}$ (253 750 N). Obciążenie to wynika z masy własnej pojazdu Reach Stacker równej 71,1 t oraz obciążenia podnoszonego kontenera.

Do obliczeń przyjęto schemat obciążeń w postaci sił skupionych $P=253750 \text{ N}$ od każdego z bliźniaczych kół o rozstawie osiowym $x=560 \text{ mm}$ (rys. 2). Wstępne obliczenia oparto na modelu płyty opracowanym przez Westergaarda, zgodnie z którym płyta betonowa o module sprężystości E_{cm} i współczynniku Poissona ν spoczywa na podłożu typu Winklera charakteryzującym się współczynnikiem reakcji podłoża [4].



Rys. 2. Schemat przekazywania obciążeń od dźwigów kołowych.

Do obliczeń przyjęto płytę o grubości $h=400 \text{ mm}$ opartą na podbudowie charakteryzującej się modułami odkształcenia sprężystego: pierwotnym $E_{v1} \geq 100$ i wtórnym $E_{v2} \geq 180 \text{ MPa}$, przy zachowaniu stosunku $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$. Podbudowę stanowiło kruszywo łamane zagęszczane mechanicznie ułożone na warstwie stabilizowanej cementem. Taka konstrukcja podbudowy pozwoliła na zweryfikowanie jej nośności w oparciu o rzeczywiste pomiary modułów E_{v1} , E_{v2} wykonane za pomocą aparatury VSS. Ponadto, w przeciwieństwie do podbudowy betonowej, nie wystąpiło ryzyko przenoszenia się zarysowań na płytę główną. Założono klasę betonu C30/37, dla której obliczony według Eurokodu 2 [5] moduł sprężystości podłużnej, wynosił 32574 N/mm^2 a następnie został powiększony o 20% ze względu na zastosowane kruszywo bazaltowe, do wartości 39090 N/mm^2 . Przyjęto

współczynnik Poissona ν równy 0,15. Moduł reakcji podłoża k określono według TR 34 [6] z zależności uwzględniającej wartości modułów odkształcenia sprężystego podbudowy.

$$k = \frac{E_{v2}}{550 \cdot E_{v2}/E_{v1}} = 0,182 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \quad (1)$$

Następnie obliczono promień względnej sztywności płyty l , który jest określany jako pierwiastek czwartego stopnia sztywności płyty betonowej D podzielonej przez moduł reakcji podłoża k .

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_{cm} \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k}} = 1041 \text{ mm} \quad (2)$$

Ponadto wyznaczano promienie równoważne powierzchni obciążających a oraz równoważne promienie b uwzględniające rozkład obciążeń na grubości płyty h [7]. Korzystając z zaleceń zawartych w opracowaniu [7], do obliczania naprężeń od obciążeń pojazdami przyjmowano promień równoważny a obliczony ze wzoru (3), zaś promień b ze wzoru (4).

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot p}} + 0,6 \cdot h = 524 \text{ mm} \quad (3)$$

$$b = \sqrt{(1,6a^2 + h^2)} - 0,675 \cdot h = 504 \text{ mm} \quad (4)$$

gdzie: P – obciążenie skupione wywierane przez koło,
 p – ciśnienie kontaktowe wywołane siłą skupioną działającą na płytę (ciśnienie w kole),
 h – grubość płyty.

Stosując równania Westergaarda, Kelley'a i Pickett'a [4, 8] obliczono naprężenia od obciążeń użytkowych w postaci sił skupionych

– w środku płyty:

$$\sigma_P^1 = \frac{0,275 \cdot P}{h^2} \cdot (1 + \nu) \cdot \left[4 \lg \left(\frac{l}{b} \right) + 1,069 \right] \quad (5)$$

– na krawędzi płyty:

$$\sigma_P^2 = \frac{0,529 \cdot P}{h^2} \cdot (1 + 0,54\nu) \cdot \left[4 \lg \left(\frac{l}{b} \right) + \lg \left(\frac{b}{25,4} \right) \right] \quad (6)$$

– w narożu płyty:

$$\sigma_P^3 = \frac{4,2 \cdot P}{h^2} \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0,925 + 0,22 \cdot \frac{a}{l}} \right] \quad (7)$$

Obliczone wartości zastępczych promieni powierzchni obciążających a i b oraz składowych naprężeń od poszczególnych sił skupionych zamieszczono w tabeli 1.

Tabela 1. Naprężenia składowe od obciążeń skupionych w wyniku oddziaływania na płytę żurawi jezdnych

typ obciążenia		żuraw jezdny		
		koło 1	koło 2	razem
obciążenie skupione	P_k [N]	253 750	253 750	507 500
ciśnienie stykowe	p [N/mm ²]	1,0	1,0	1,0
moduł reakcji podłoża	k [N/mm ³]	0,182		
promień względnej sztywności	l [mm]	1041		
rozstaw sił skupionych	s [mm]		560	560
promień równoważny	a [mm]	524	524	
promień równoważny	b [mm]	504	504	
naprężenie w środku	σ_1 [N/mm ²]	1,17	0,63	1,80
naprężenie na krawędzi	σ_2 [N/mm ²]	2,32	1,26	3,58
naprężenie w narożu	σ_3 [N/mm ²]	2,21	0,91	3,11

Naprężenie normalne, wynikające ze skurczu płyty obliczono jako funkcję parametru tarcia m , odległości pomiędzy spoinami L oraz ciężaru płyty g , z poniższego wzoru:

$$\sigma_s = \frac{\mu L G}{2h} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (8)$$

gdzie: $L = 5000/7000$ mm – maksymalna odległość pomiędzy dylatacjami,
 $m = 1,5$ – współczynnik tarcia betonu o podbudowę z kruszywa łamanego,
 $g = 0,01$ N/mm² – ciężar płyty.

Naprężenia termiczne wynikające z różnicy temperatur pomiędzy dolną i górną powierzchnią płyty obliczono w oparciu o poniższe zależności [4, 8]:

– w środku płyty:

$$\sigma_{\Delta t}^1 = \frac{E_{cm(t)} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{2} \cdot \frac{C_x + v \cdot C_y}{1 - v^2} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (9)$$

– na jej krawędzi:

$$\sigma_{\Delta t}^2 = \frac{E_{cm(t)} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{2} \cdot C_x \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (10)$$

– w narożu płyty:

$$\sigma_{\Delta t}^2 = \frac{E_{cm(t)} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t}{3 \cdot (1 - v^2)} \cdot \sqrt{\frac{a \cdot \sqrt{2}}{l}} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (11)$$

gdzie: $E_{cm(t)}$ – moduł sprężystości betonu spowodowane zmianą temperatury, $E_{cm(t)} = (0,75 \pm 0,85) \cdot E_{cm}$ [8], do obliczeń przyjęto $E_{cm(t)} = 30000$ N/mm²,

α_t – współczynnik rozszerzalności termicznej betonu równy 10^{-5} [1/°C], (0,01 mm/m°C [9]),

Δt – różnicę temperatur równą 10°C jak dla nawierzchni zewnętrznych narażonych na wpływy atmosferyczne [6, 8, 10].

C_x, C_y – współczynniki zależne od wymiarów płyty L i promienia względnej sztywności I ,

dla $L_x=L_y=5000$ mm współczynniki ==0,7;

dla $L_x=L_y=7000$ mm współczynniki ==0,98.

W celu redystrybucji obciążeń w miejscach dylatacji zastosowano dyble ze stali St3S o średnicy 40 mm i rozstawie 400 mm. Przyjęto długość dybla równą obliczonej długości efektywnej $2 \times 8d$, $2 \times 8 \times 40$ mm=640 mm. Rozstaw sprawdzono przy założeniu przenoszenia naprężeń przez dyble przy pełnej nośności w obrębie 0,9 promienia względnej sztywności płyty po obu stronach obciążenia [6].

Sumaryczne naprężenia rozciągające przy zginaniu obliczono z uwzględnieniem kombinacji obciążeń sił skupionych, tarcia wywołanego skurczem i różnicy temperatur pomiędzy dolną i górną powierzchnią płyty. Przy obliczaniu maksymalnych naprężeń rozciągających dla kombinacji obciążeń przyjęto współczynniki bezpieczeństwa, zgodnie z TR 34 [6], tj. 1,6 dla oddziaływania dynamicznego (żurawie jezdne). Ponadto, przy obliczaniu naprężeń od obciążeń użytkowych na krawędzi i w narożu płyty zastosowano współczynnik redukujący o wartości 0,6 ze względu na zastosowanie dybli umożliwiających przekazywanie obciążeń w miejscu szczeliny i współczynnik 0,7 dla naprężeń termicznych, z uwagi na ograniczenie pękania płyt w efekcie braku szczelin rozszerzeniowych [7, 8]. Wyniki zamieszczono w tabeli 2.

Tabela 2 Zestawienie naprężeń sumarycznych od kombinacji obciążeń sił skupionych, tarcia wywołanego skurczem i różnicy temperatur dla płyty z dylatacjami co 5 i co 7m

	Współczynniki bezpieczeństwa			Współczynniki korekcyjne		Naprężenia składowe			Naprężenia sumaryczne
	γ_{fQ}	γ_{fs}	γ_{fAt}	κ_Q	κ_{At}	σ_P [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_{At} [N/mm ²]	σ_{sum} [N/mm ²]
Żuraw jezdny SC 4531 TA 5, rozstaw dylatacji L=5000 mm									
σ^1 - środek	1,6	1,1	1,1	1,0	0,7	1,80	0,09	1,05	3,64
σ^2 -krawędź	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,57	0,09	0,86	4,33
σ^3 - naroże	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,11	0,09	0,99	3,85
Żuraw jezdny SC 4531 TA 5, rozstaw dylatacji L=7000 mm									
σ^1 -środek	1,6	1,1	1,1	1,0	0,7	1,80	0,13	1,69	4,32
σ^2 - krawędź	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,57	0,13	1,47	4,70
σ^3 - naroże	1,6	1,1	1,1	0,6	0,7	3,11	0,13	0,99	3,90

Następnie, w każdym przypadku, tj. w środku, na krawędzi i w narożu płyty, sprawdzono warunek:

$$\sigma_{fl, sum.} \leq f_{fl, dop. beton} = \frac{5,5}{1,2} = 4,58 \text{ N/mm}^2 \quad (12)$$

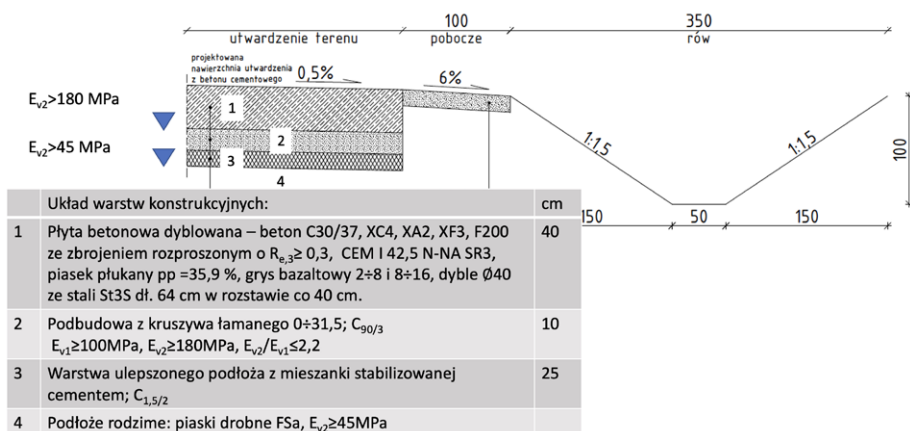
W płycie o rozstawie dylatacji $L=5000$ mm, maksymalne naprężenia całkowite od kombinacji obciążeń kołami żurawi jezdnych, tarcia i zmian temperatury nie przekraczały naprężeń dopuszczalnych na rozciąganie, w żadnym z trzech rozpatrywanych przypadków. Natomiast analizując płytę o rozstawie dylatacji co 7000 mm stwierdzono przekroczenie dopuszczalnych naprężeń na rozciąganie, jakie może przenosić beton z uwzględnieniem współczynnika bezpieczeństwa w jednym z trzech przypadków tj. na krawędzi płyty. Dlatego przyjęto rozwiązanie ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien polimerowych dł. 40 mm do zastosowań konstrukcyjnych w betonie. Uwzględniając zakładaną klasę betonu oraz rodzaj i ilość włókien przyjęto wskaźnik wytrzymałości równoważnej $R_{e,3}=0,30$, ustalony na podstawie normy JCI-SF4 [11]. Pozwoliło to na zastosowanie modelu plastycznego do obliczenia dopuszczalnych naprężeń, a tym samym podwyższenia dopuszczalnej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu na krawędzi i w narożu płyty. Na podstawie teorii Meyerhofa – Losberga [6] przyjęto dopuszczalną wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu fibrobetonu równą iloczynowi umownej wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu betonu i współczynnika uwzględniającego korzystny wpływ włókien:

$$f_{fl, dop. fibrobeton} = f_{ctm, fl} (1 + R_{e,3}) = 7,15 \text{ N/mm}^2 \quad (13)$$

gdzie: $R_{e,3}$ – wskaźnik wytrzymałości równoważnej charakteryzujący fibrobeton [9],
 $f_{ctm, fl} = 5,50 \text{ N/mm}^2$ – umowna średnia wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu betonu C35/45 [9].

3. Realizacja

Do realizacji przyjęto układ warstw konstrukcyjnych przedstawiony na rys. 3.



Rys. 3. Przekrój konstrukcji nawierzchni na podbudowie z kruszywa łamanego i warstwie ulepszonego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem

3.1. Podłoże gruntowe i podbudowa

Istniejące podłoże, w postaci piasków drobnych, niewrażliwych na działanie mrozu i wody, dogęszczono mechanicznie, a następnie zbadano moduł odkształcenia płytą dynamiczną. Wartości E_{VD} zawierały się w przedziale $22,5 \div 43,9$ [MN/m²], co odpowiada wtórnym modułom odkształcenia $E_{V2} = 41,2 \div 74,8$ [MPa] i wskaźnikom zagęszczenia $I_s = 0,97 \div 1,00$. Ze względu na niejednorodne wyniki pomiarów ułożono warstwę ulepszanego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem $C_{1,5/2}$ (rys. 4).



Rys. 4. Warstwa ulepszanego podłoża z mieszanki stabilizowanej cementem (fot. Autor)

Podbudowę zasadniczą wykonano z kruszywa łamanego o frakcji $0 \div 31,5$ mm stabilizowanego mechanicznie przy użyciu ciężkich walców ogumowanych. (rys. 5.). Oznaczone po około siedmiu dniach, za pomocą sondy VSS, moduły odkształcenia wynosiły odpowiednio $E_{V1} = 104 \div 153$ MPa, $E_{V2} = 188 \div 262$ MPa, $E_{V2}/E_{V1} = 1,7 \div 2,2$ i spełniały założone w obliczeniach wymagania $E_{V1} \geq 100$ MPa, $E_{V2} \geq 180$ MPa, $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,2$.



Rys. 5. Podbudowa z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie (fot. Autor)

3.2. Nawierzchnia z betonu

Mając na względzie zalecenia normy PN-EN 206 [12] związane z agresywnym oddziaływaniem środowiska, nawierzchnie betonowe zakwalifikowano do klasy ekspozycji XF4, jako najbardziej agresywnej, (cykliczne zamrażanie i rozmrażanie z udziałem środków odladzających), co wymagało zastosowania betonu klasy minimum C30/37, o odpowiednim składzie, spełniającym zaostższone wymagania normowe co do składników jak i ich proporcji.

Do sporządzenia mieszanek betonowych zastosowano cement portlandzki odporny na siarczany, o małej zawartości alkaliów, CEM I 42,5 N-NA/SR3 w ilości 365 kg/m³. Kruszywo drobne stanowił piasek płukany z punktem piaskowym 35,9%. Jako kruszywa grubego użyto grysów bazaltowych we frakcjach 2÷8 i 8÷16. Zawartość ziaren mniejszych od 0,25 mm (cementu i piasku) w 1m³ mieszanki nie przekraczała 400 kg/m³. W celu ukształtowania mrozo odpornej struktury betonu zastosowano domieszkę napowietrzającą na bazie niejonowych sulfaktanów. Natomiast w celu uzyskania wymaganej konsystencji przy zachowaniu stosunku $w/c < 0,45$ zastosowano domieszki uplastyczniające na bazie lignosulfonianów i upłynniające z zawartością eterów polikarboksylowych. Ze względów konstrukcyjnych oraz w celu wyeliminowania rys skurczowych zastosowano zbrojenie rozproszone w postaci włókien syntetycznym dł. 40 mm o wskaźniku wytrzymałości równoważnej (odporność na pękanie) $R_{e,3}=0,3$ [11].

Konsystencję sprawdzano każdorazowo na budowie przed ułożeniem mieszanki betonowej. Mieszanka charakteryzowała się jednorodną konsystencją S3, opad stożka mierzony zgodnie z normą [13] nie przekraczał 150 mm.

W celu polepszenia współpracy płyt przy szczelinach oraz ograniczenia ich klawiszowania zastosowano dyble ze stali St3S w połowie grubości płyty w rozstawie co 40 cm, co spełniało zalecenia zawarte w normie [14] (Rys. 6). Średnica dybla wynosiła 40 mm, długość 640 mm. Zgodnie z normą [15] dyble pokryto do połowy powłoką bitumiczną uniemożliwiającą związaną z betonem z jedną z płyt i umieszczano na stelażach z prętów o średnicy 6 mm ze stali St3S.



Rys. 6. Rozmieszczenie dybli w liniach dylatacji (fot. Autor)

Górną powierzchnię świeżo ułożonej i zawibrowanej mieszanki betonowej zacierano mechanicznie, a następnie przeprowadzono zabiegi mające na celu nadanie nawierzchni odpowiedniej szorstkości przez szczotkowanie w kierunku poprzecznym – co zapewni szybsze odprowadzanie wody. Następnie systematycznie zraszano beton wodą przez okres 21 dni. Do użytkowania nawierzchni przystąpiono po 56 dniach od zabetonowania.

Odstępy pomiędzy dylatacjami nie przekraczały 7 m. Pierwsze cięcie o szerokości 3 mm na 1/3 grubości płyty wykonano w zależności od temperatury od 12 do 24 godzin od zabetonowania. (rys. 8). Poszerzenie szczelin do min 8 mm i głębokość min 8 mm wykonano po 28 dniach dojrzewania betonu. Krawędzie szczelin szfelowano skośnie (3×3 mm). W dylatacjach zastosowano sznur uszczelniający z materiału syntetycznego. Szczeliny wypełniono trwale elastyczną dwuskładnikową masą zalewową na bazie polimeru polisiarczkowego odporną na działanie środków odladzających, paliw i olejów samochodowych. Przed wypełnieniem, szczeliny zostały starannie oczyszczone i zagruntowane.

Nawierzchnia wykonana została z niewielkim spadkami nie przekraczającymi 0,5% umożliwiającymi spływ wody opadowej do rowu (rys. 3) oraz bezpieczne manewrowanie i składowanie kontenerów w stosach.



Rys. 7. Płyta betonowa dyblowana z rozstawem dylatacji co 7 m (fot. Autor)

3.3 Wyniki badań i ich analiza

Badania laboratoryjne z wykorzystaniem próbek betonów pobieranych w trakcie betonowań, przeprowadzone po 28 dniach dojrzewania potwierdziły wysoką wytrzymałość na ściskanie $f_{cm,28}=51,27\div52,83$ MPa i rozciąganie przy zginaniu po 56 dniach $f_{ctm,fl}=5,6\div6,9$ MPa (w dwupunktowym układzie obciążenia) oraz wysoką mrozoodporność F200 wg [16]. Zastawienie metod badań i uzyskanych wyników zamieszczono w tabeli 3.

Tabela 3. Wyniki badań kompozytów cementowych zastosowanych do wykonania nawierzchni

Lp.	Badane właściwości	Wyniki	Metoda badania
1	Klasa wytrzymałości na ściskanie wg PN-EN 206-1 [128], nie niższa niż:	C35/45	PN-EN 206+A1:2016-12 [12]
1.1	Wytrzymałość na ściskanie po 7 dniach [MPa]	46,93÷47,83	PN-EN 12390-3 [17]
1.2	Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach [MPa]	51,27÷52,83	
1.3	Wytrzymałość na ściskanie po 56 dniach [MPa]	69,67÷74,42	
2	Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu po 56 dniach [MPa]	5,6÷6,9	PN-EN 12390-5 [18]
3	Odporność betonu na działanie mrozu	F200	PN-B-06250:2018-10 [16]
3.1	Średnia wytrzymałość na ściskanie próbek cyklicznie zamrażanych i rozmrażanych	70,4	PN-EN 12390-3 [17]
3.2	Średnia wytrzymałość na ściskanie próbek porównawczych	76,3	
3.3	Średni spadek wytrzymałości na ściskanie [%]	7,8	PN-B-06250:2018-10 [16]
3.4	Średni ubytek masy próbek zamrażanych [%]	0,05	
3.5	Wygląd powierzchni próbek zamrażanych	Brak spękań	

Przeprowadzone badania betonu potwierdziły, iż uzyskano kompozyt cementowy klasy minimum C35/45 spełniający wymagania stawiane betonom stosowanym w klasach ekspozycji XF4, XC4, XA2, zawarte w normie PN-EN 206 [12] oraz wymagania funkcjonalne dla betonu nawierzchniowego [14].

4. Podsumowanie

Zmiana rozstawu przerw dylatacyjnych z 5 do 7 metrów przyczyniła się do wzrostu naprężeń od gradientu temperatury i skurczu o 60%, co przełożyło się na wzrost naprężeń sumarycznych o 10%, który został skompensowany poprzez zastosowanie do betonu syntetycznych włókien konstrukcyjnych.

Przyjęty układ warstw konstrukcyjnych nawierzchni betonowej z podbudową z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie (10 cm) na podłożu stabilizowanym cementem (25 cm) spełnił założone oczekiwania. W trakcie realizacji uzyskano wyższe moduły odkształcenia podbudowy od zakładanych $E_{v1} \geq 100 \text{ MPa}$, $E_{v2} \geq 180 \text{ MPa}$, $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$, co niewątpliwie będzie mało korzystny wpływ na nośność nawierzchni.

Zrealizowany I etap rozbudowy nawierzchni betonowej o 7924m² jest wykorzystywany przy przeładunku kontenerów za pomocą żurawi kontenerowych, których naciski na przednie osie są 10 krotnie większe od dopuszczalnych na drogach w Unii Europejskiej.

Literatura

- [1] Falkowski K.: Projektowanie i realizacja placu manewrowego z kompozytów cementowych. *Budownictwo Technologie Architektura*. Nr 2, 2015, 50-53.
- [2] Boltryk M., Pawluczuk E., Falkowski K.: A report on the fabrication of concrete pavement with the application of anionic bitumen emulsion. *Construction & Building Materials*. No 154, 2017, 1004-1014.
- [3] Falkowski K. Implementation of innovative technologies for the improvement of concrete properties for freezing and thawing processes, *Inżynieria Bezpieczeństwa Obiektów Antropogenicznych*, No 3, 2021, 50-62.
- [4] Szydło A.: *Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Teoria, wymiarowanie, realizacja*. Polski Cement. 2004.
- [5] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2: *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- [6] TR 34 Technical Report No 34. *Concrete Industrial Ground Floors – A guide to their Design and Construction*. 2003. wyd. 3.
- [7] Tejchman J., Małasiewicz A.: *Posadzki przemysłowe*. Gdańsk: Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, 2006.
- [8] Hajduk P.: *Projektowanie podłóg przemysłowych*. Warszawa: PWN, 2013.
- [9] Glinicki M.: *Beton ze zbrojeniem strukturalnym*. Szczyrk: XXV Ogólnopolskie Warsztaty Projektanta Konstrukcji, 2010, Tom I, 279-308.
- [10] *Katalog typowych konstrukcji nawierzchni sztywnych*. GDDKiA. 2014.
- [11] JCI-SF4 *Method of tests for flexural strength toughness of steel fiber reinforced concrete*. Concrete library of JSCE. 3.
- [12] PN-EN 206-1:2014 *Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*.
- [13] PN EN 12350-2 *Badania mieszanki betonowej. Badania konsystencji metodą opadu stożka*.
- [14] PN-EN 13877-2:2007 *Nawierzchnie betonowe Część 2: Wymagania funkcjonalne dla nawierzchni betonowych*.
- [15] PN-EN 13877-3 *Nawierzchnie betonowe. Część 3: Wymagania dla dybli stosowanych w nawierzchniach drogowych betonowych*.
- [16] PN-B-06250:2018-10 *Beton zwykły*.
- [17] PN-EN 12390-3:2011 *Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badań*.
- [18] PN-EN 12390-5:2011 *Badania betonu – Część 5: Wytrzymałość na zginanie próbek do badań*.

