

# Degradacja nawierzchni betonowej kolejowego terminala kontenerowego

MARIA JOLANTA SULEWSKA\*, ANDRZEJ PLEWA  
Politechnika Białostocka

**Streszczenie:** Płyty nawierzchni betonowej przeładunkowego kolejowego terminala kontenerowego popękały po około jednym roku użytkowania. Do przenoszenia kontenerów projektowana była bramowa suwnica kołowa, jednak zastosowano dźwig kołowy „Kalmar”. Celem artykułu jest analiza przyczyn degradacji nawierzchni betonowej. Wykonano badania parametrów fizycznych i wytrzymałościowych betonu oraz parametrów geotechnicznych podbudowy i podłoża gruntowego. Obliczono naprężenia w płycie betonowej według projektu oraz naprężenia rzeczywiste przekazywane na płyty betonowej, według przeprowadzonych badań. Stwierdzono, że badana nawierzchnia betonowa (po zmianie rodzaju urządzenia przeładunkowego) nie spełniała warunku nośności.

**Słowa kluczowe:** przeładunkowy terminal kolejowy, degradacja nawierzchni betonowej, naprężenia w płycie betonowej

## 1. Wprowadzenie

Celem artykułu były badania i analiza przyczyn degradacji nawierzchni betonowej kolejowego przeładunkowego terminala kontenerowego.

Badania i analizy wykonano w 2011 roku według obowiązujących wówczas norm i wytycznych.

Nawierzchnia betonowa terminala składała się z dwóch jezdni po obu stronach torów kolejowych. Jezdnie składały się z części zbrojonych (pasy od strony torów, ograniczone żółtą, przerywaną linią) oraz części niezbrojonych (pasy dalej od torów, za żółtą, przerywaną linią). Część zbrojona nawierzchni przeznaczona była do poruszania się bramowej suwnicy kołowej do przenoszenia kontenerów (rys. 1). Jednakże terminal nie został wyposażony w projektowaną bramową suwnicę kolejową. Przez około jeden rok jej funkcję spełniał dźwig kołowy DRF 450-65C5X „Kalmar”, który poruszał się po części niezbrojonej (wzdłuż i w poprzek jezdni) i przenosił kontenery z miejsca składowania na wagony kolejowe i odwrotnie (rys. 2). Pas niezbrojony jezdni składał się z płyt betonowych o wymiarach około 3,48´ 6,00 m. Płyty były w części spękanne. Spękania nie miały charakteru skurczowego. Rodzaje spękań były następujące: pęknięcia przez środek płyty, pęknięcia prostopadłe do torów, pęknięcia naroży płyt oraz siatka spękań podłużnych i poprzecznych. Rodzaje spękań pokazano w przykładowych punktach badawczych nr 2 i 7 (rys. 3 i 4).

---

\*Autor do korespondencji: m.sulewska@pb.edu.pl

Według projektu wykonawczego warstwy konstrukcyjne płyty betonowej i podłoża były następujące (licząc od powierzchni płyty):

- 23 cm – beton cementowy klasy B40,
- 5 cm – beton asfaltowy BA 0/12,8,
- 15 cm – kruszywo łamane, stabilizowane mechanicznie, o uziarnieniu 0/31,5 mm,
- georuszt o sztywnych węzłach,
- 15 cm – kruszywo naturalne łamane stabilizowane mechanicznie, o uziarnieniu 0/31,5 mm,
- georuszt o sztywnych węzłach,
- podłoże gruntowe.

Aby ustalić przyczyny degradacji nawierzchni betonowej wykonano kolejno następujące badania poszczególnych warstw konstrukcyjnych płyty betonowej i podłoża i sformułowano wnioski:

- badania właściwości fizycznych betonu – wnioski dotyczące jakości betonu wbudowanego w płyty nawierzchni placu przeładunkowego,
- badania parametrów wytrzymałościowych betonu – wnioski dotyczące klasy betonu wbudowanego w płyty nawierzchni placu przeładunkowego,
- badania geotechniczne – wnioski z badań podbudowy i podłoża gruntowego.

Na podstawie wyników badań:

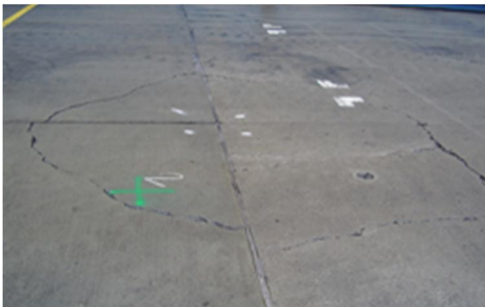
- przeprowadzono analizę nośności nawierzchni betonowej według projektu wykonawczego i obliczono rzeczywiste oddziaływanie osi dźwigu kołowego na nawierzchnię,
- na podstawie wykonanych badań obliczono rzeczywistą nośność nawierzchni,
- porównano nośność projektową płyt betonowych ze stanem naprężeń rzeczywistych.



Rys. 1. Pasy jezdni terminala.



Rys. 2. Dźwig kołowy „Kalmar”.



Rys. 3. Spękania płyty w punkcie badawczym nr 2.



Rys. 4. Spękania płyty w punkcie badawczym nr 7.

## 2. Badanie właściwości fizycznych betonu

Przeprowadzono badania gęstości objętościowej, gęstości właściwej, nasiąkliwości betonu i określono strukturę porowatości betonu. Ocenę zawartości kruszywa bazaltowego w stwardniałym betonie wykonano w celu sprawdzenia zgodności jakości i składu granulometrycznego kruszywa z projektową recepturą betonu.

Materiał do badania uzyskano poprzez odłupanie (odkucie) nieregularnych fragmentów betonu z płyty. Dodatkowo pobrano 6 próbek walcowych (odwierty rdzeniowe) o średnicy  $\varnothing = 74$  mm i wysokości  $h = 74$  mm. Próbki te posłużyły do weryfikacji wyników gęstości i nasiąkliwości betonu. Wyniki badań parametrów fizycznych betonu zamieszczono w tablicy 1.

Tablica 1. Wyniki badań właściwości fizycznych betonu

Parametr	Wartość średnia	Metoda badania według
Gęstość objętościowa betonu [g/cm <sup>3</sup> ]	2,26/2,28	PN-EN 12390-7:2001 [1]
Gęstość właściwa betonu [g/cm <sup>3</sup> ] *	2,74	PN-B-06714-03:1976 [2]
Nasiąkliwość betonu [%] *	6,3/5,9	PN-B-06250: 1988 [3]
Struktura porowatości [%] *: <ul style="list-style-type: none"> <li>– porowatość całkowita</li> <li>– porowatość kapilarna</li> <li>– porowatość zamknięta</li> </ul>	17,5/16,8 14,2/13,5 3,3/3,3	PN-B-06250: 1988 [3] Wyniki są szacunkowe.
Skład kruszywa w betonie [%]: <ul style="list-style-type: none"> <li>– kruszywo naturalne frakcji 0/4</li> <li>– kruszywo bazaltowe frakcji 2/8</li> <li>– kruszywo bazaltowe frakcji 8/16</li> </ul>	38,7 33,0 28,3	Według Instrukcji ITB nr 277 [4].

Uwaga: \* Zapis „/” oznacza, że parametr został zbadany na 6 próbkach nieregularnych/i na 3 próbkach walcowych.

Wnioski z przeprowadzonych badań właściwości fizycznych betonu są następujące:

- Napowietrzanie przy wykonywaniu badanego betonu zostało przeprowadzone właściwie.
- Objętość próbek przy badaniu struktury porowatości była znacznie mniejsza od normowej
  - wobec czego wyniki można uznać za szacunkowe i należy pamiętać, że rzeczywista nasiąkliwość betonu zbadana na próbkach o wymaganej objętości min. 1 dm<sup>3</sup> może być nieco mniejsza, porowatość kapilarna może być nieco mniejsza, a porowatość zamknięta może być nieco większa.
- Wyniki badania zawartości kruszywa bazaltowego w stwardniałym betonie są zbliżone do ilości podanych w recepturze w projekcie.

## 3. Badanie parametrów wytrzymałościowych betonu

W celu zbadania wytrzymałości betonu na ściskanie pobrano 10 próbek w postaci odwiertów rdzeniowych z nieuszkodzonych części płyt terminala kontenerowego przez całą grubość nawierzchni (średnica próbek  $\varnothing = 94$  mm i długości próbek ok. 25–32 cm) według PN-EN 12504-1 [5]. Przykładowe próbki pokazano na rys. 5–6. Pobrane z odwiertów rdzenie przecięto piłą diamentową – tak by uzyskać 20 próbek, których stosunek długości do średnicy wynosił 1. Próbki badano zgodnie z PN-EN 12390-3:2002 [6] na prasie hydraulicznej CONTROLS C50/C. Otrzymano 20 wyników wytrzymałości na ściskanie w zakresie  $f_i = 38,2$ – $51,9$  MPa. Uzyskano średnią wytrzymałość  $f_{cm(20)} = 46,6$  MPa. Odchylenie standardowe wyniosło  $s = 3,29$  MPa. Wartość wytrzymałości charakterystycznej badanego betonu zgodnie z PN-EN

206-1:2003 [7] wyniosła:  $f_{ck,cube} = f_{cm(20)} - 1,48 \cdot s = 41,7 \text{ MPa}$  oraz  $f_{ck,cube} = f_{min} + 4 = 42,2 \text{ MPa}$ , co pozwoliło ostatecznie przyjąć wartość na poziomie około 42 MPa.



Rys. 5. Próbką nr 5.



Rys. 6. Próbką nr 10.

Wyniki badań pozwoliły na sformułowanie wniosku, że beton użyty do wykonania płyty terminala kontenerowego ma klasę wytrzymałościową C35/45, co odpowiada klasie betonu B45 według PN-B-06250:1988 [3].

#### 4. Badania geotechniczne podbudowy i podłoża gruntowego

Zakres badań geotechnicznych podbudowy obejmował:

- oznaczenie składu ziarnowego próbek kruszywa podbudowy pobranych z 2 punktów badawczych: VSS1 i VSS2,
- badania nośności płytą statyczną VSS w 2 punktach badawczych: VSS1 i VSS2.

Zakres badań podłoża gruntowego obejmował:

- wiercenia geotechniczne wykonane w 7 punktach badawczych: 0 (świadek – pod płytą niespękaną), 1, 2, 3, 6, 7, 8 (pod płytami spękanymi),
- sondowania podłoża gruntowego wykonane w 7 punktach badawczych: 0, 1, 2, 3, 6, 7, 8,
- oznaczenie uziarnienia metodą sitową próbek gruntów, pobranych z 3 punktów badawczych: 2, 3, 6,
- badania kapilarności biernej próbek gruntów, pobranych z 3 punktów badawczych: 1, 2, 6.

##### 4.1. Badania terenowe i laboratoryjne

W punktach badawczych wykonywano odkrywki, wycinając i rozkuwając płytę betonową, z której pobrano próbki (w postaci odłamków betonu) do badań właściwości fizycznych betonu. Następnie odkuwano kolejne warstwy: beton asfaltowy, pierwszą warstwę kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie, pierwszą siatkę georusztu, drugą warstwę kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie i drugą siatkę georusztu spoczywającą na podłożu gruntowym. Dokonywano pomiarów grubości odkrytych warstw (rys. 7).

**Badania płytą statyczną VSS** wykonano według Instrukcji GDDP [8] w celu oceny nośności zespołu warstw podbudowy i podłoża na podstawie wtórnego modułu odkształcenia  $E_2$ . Badania wykonano przy użyciu płyty stalowej o średnicy 300 mm. Płytę ustawiano na odsłoniętej górnej powierzchni podbudowy, wyrównanej suchym piaskiem drobnym. Następnie montowano dźwignik, opierając go o spód przeciwwagi, którą stanowił tylny most koparki, montowano system hydraulicznego zadawania ciśnienia, ustawiano statyw i 3 czujniki zegarowe do pomiaru osiadań płyty. Ciśnienie zadawano stopniami. Po uzyskaniu wymaganego końcowego obciążenia jednostkowego, przeprowadzono stopniami odciążenie i obciążenie ponowne. Miejsca wybrane do badań VSS i sposób ustawienia aparatury ilustruje rys. 8.



Rys. 7. Wycinanie pierwszej siatki georusztu.



Rys. 8. Badanie płytą VSS w punkcie VSS1.

**Wiercenia małośrednicowe** wykonano według PN-B-04452:2002 [9] w celu szczegółowego rozpoznania warunków geotechnicznych w podłożu gruntowym, zalegającym poniżej podbudowy.

Po rozkuciu i usunięciu warstw podbudowy w odkrywcę dalsze głębinie wykonywano ręcznym, lekkim zestawem wiertniczym jako wiercenia nierurowane. W czasie wykonywania wierceń, przy każdym wydobyciu świdra przeprowadzono badania makroskopowe, określając rodzaj gruntu, jego barwę, wilgotność oraz ewentualnie stan gruntu spoistego.

**Badanie lekką sondą dynamiczną** z końcówką stożkową DPL polega na określeniu oporu jaki stawia grunt przy dynamicznym zagłębieniu końcówki sondy [9]. Sondę DPL wbija się w grunt młotem o masie 10 kg, opadającym z wysokości 50 cm, notując przy tym liczbę uderzeń młota na każde 10 cm wępudy końcówki  $N_{10}$ . Sondowanie wykonano w podłożu gruntowym, zalegającym poniżej warstw podbudowy. W większości punktów badawczych nie było możliwości sondowania w sposób ciągły z powodu dużego zagęszczenia gruntu. Wtedy badanie wykonywano odcinkami, przewiercając zbyt „mocne” warstwy gruntu i kontynuując sondowanie po przewierceniu warstwy, w której zaobserwowano zahamowanie wępudy końcówki sondy. W takich przypadkach notowano liczbę uderzeń na osiągniętą głębokość wępudy (mniejszą niż 10 cm) i wartość  $N_{10}$  szacowano proporcjonalnie. Na podstawie wyniku sondowania  $N_{10}$  obliczano dla ustalonych w przybliżeniu jednorodnych warstw gruntów stopień zagęszczenia  $I_D$ , zgodnie z [9]:

$$I_D = 0,071 + 0,429 \log N_{10} \quad (1)$$

Wartość wskaźnika zagęszczenia  $I_s$  obliczano zgodnie z Instrukcją GDDP [8] według wzoru:

$$I_s = \frac{0,818}{0,958 - 0,174 I_D} \quad (2)$$

Analizy sitowe próbek gruntów wykonano według PN-B-08841:1981 [10]. Kapilarność bierną  $H_{kb}$ , jako kryterium wysadzinowości gruntów, zbadano zgodnie z PN-B-04493:1960 [11].

#### 4.2. Wyniki badań podbudowy i podłoża gruntowego

Wyniki składu ziarnowego próbek kruszywa podbudowy pobranych w punktach nr: VSS1 (z pierwszej warstwy podbudowy) i VSS2 (z drugiej warstwy podbudowy) zostały

zamieszczone na wykresach składu ziarnowego, na których naniesiono również krzywe graniczne „dobrego” uziarnienia zgodnie z wymaganiami normy PN-S-06102:1997 [15]. Zaprojektowano podbudowę o uziarnieniu 0/31,5 mm. Według badań kruszywo w obu punktach badawczych miało uziarnienie ciągłe, które zawierało się w granicach 1–2 dobrego uziarnienia kruszywa na górną warstwę podbudowy zasadniczej. Zawartość ziaren mniejszych niż 0,075 mm wyniosła: w punkcie VSS1 mniej niż 8,7%, a w VSS2 mniej niż 5,5%; zawartość nadziarna wyniosła 0%; wymiar największego ziarna w obu punktach był mniejszy niż 31,5 mm; nie było zanieczyszczeń organicznych. Kruszywo spełniało warunki szczegółowej specyfikacji technicznej.

#### **Wyniki badania nośności płytą statyczną VSS**

W punkcie VSS1 otrzymano wartości: pierwotnego modułu odkształcenia  $E_1 = 43$  MPa, wtórnego modułu odkształcenia  $E_2 = 200$  MPa, wskaźnika odkształcenia  $I_0 = E_2/E_1 = 3,4$ . W punkcie VSS2 otrzymano wartości:  $E_1 = 35$  MPa,  $E_2 = 96$  MPa,  $I_0 = 2,7$ . Ponieważ badanie przeprowadzono na odkutej i naruszonej powierzchni podbudowy z kruszywa łamanego badanie modułu  $E_1$  może nie być miarodajne, gdyż dopiero przyłożenie pierwszego obciążenia spowodowało dokładne przyleganie płyty do badanego podłoża, a co za tym idzie również wartość wskaźnika  $I_0$  może nie być miarodajna.

#### **Wyniki wierceń**

Wiercenia otworów badawczych nr: 1, 2, 3, 0, 6, 7, 8 wykonano do głębokości 2 m poniżej poziomu nawierzchni betonowej (oprócz punktu 0, gdzie nie można było przewiercić gruntu dobrze zagęszczonego, zawierającego liczne kamienie, stanowiącego dawny nasyp kolejowy). Nie nawiercono wody gruntowej, grunty zalegające w podłożu były małowilgotne. Pod warstwami podbudowy zalegały (do głębokości 0,8–1,3 m poniżej poziomu nawierzchni betonowej) grunty nasytowe, pochodzące z wymiany słabych gruntów rodzimych lub stanowiące dawny nasyp kolejowy. Według analiz sitowych nasypy zbudowane były przeważnie z piasku drobnego, lokalnie piasku pylastego lub piasku średniego lub piasku drobnego z cienkimi laminami piasków próchnicznych lub wtrąceń pylastych i gliniastych. Stopień zagęszczenia  $I_D$  gruntów nasytowych wahał się w granicach od 0,62 (w jednym punkcie 8) do 0,90, a wskaźnik zagęszczenia  $I_S$  obliczony według wzoru (2) wynosił od 0,96 do 1,02. Generalnie grunty nasytowe w podłożu były dobrze zagęszczone. Poniżej zalegały grunty rodzime w postaci piasków średnich, drobnych i pylastych o średnim i wysokim stopniu zagęszczenia  $I_D = 0,66$ – $0,80$ , a niżej (od poziomu około 1,5 m p. p. nawierz. bet.) stopień zagęszczenia wynosił w granicach  $I_D = 0,57$ – $0,87$ .

#### **Wyniki sondowań**

Na podstawie wykresów sondowania lekką sondą dynamiczną w punktach 1, 2, 3, 0, 6, 7, 8 zauważono, że w warstwie podścielającej podbudowę do głębokości około 1,0 m p.p. nawierz. bet. stopień zagęszczenia wynosi  $I_D = 0,62$ – $0,90$ , a wskaźnik zagęszczenia wynosi: 0,96 w jednym punkcie badawczym a w pozostałych punktach w granicach  $I_S = 1,00$ – $1,02$ . W głębszych warstwach podłoża wartości wskaźnika zagęszczenia są nieznacznie mniejsze: 0,95– $1,01$ .

**Wyniki badań kapilarności biernej** gruntów podłoża z piasków drobnych i pylastych wynosiły  $H_{kb} = 37$ – $66$  cm, wobec czego można stwierdzić, że w podłożu zalegały grunty niewysadzinowe, ponieważ  $H_{kb} < 100$  cm [11].

### **4.3. Wnioski z badań podbudowy i podłoża gruntowego**

Uziarnienie kruszywa w obu warstwach podbudowy spełniało warunki szczegółowej specyfikacji technicznej.

Moduły odkształcenia badane na powierzchni podbudowy miały wartości:  $E_1 = 43$  MPa oraz 35 MPa,  $E_2 = 200$  MPa oraz 96 MPa, a wskaźnik odkształcenia  $I_0$  równał się 3,4 oraz 2,7; przy czym należy wziąć pod uwagę, że wartości  $E_1$  i  $I_0$  można uznać za niemiarodajne.

Do głębokości około 1,0 poniżej poziomu nawierzchni betonowej zalegały grunty nasypowe (piaski drobne i średnie) zagęszczone i dobrze zagęszczone, o wskaźniku zagęszczenia  $I_s$  wynoszącym: min. 0,96 (w jednym punkcie), w pozostałych punktach: 1,00–1,02.

W podłożu nie stwierdzono wody gruntowej, a grunty były niewysadzinowe.

## 5. Naprężenia w płycie betonowej terminala

Konstrukcja nawierzchni terminala powinna spełniać wymagania, by nośność płyty była większa od obciążeń zewnętrznych pochodzących od ruchu kołowego oraz od obciążeń wynikających ze składowania kontenerów. Wymagania inwestora i założenia projektowe były następujące:

- konstrukcja nawierzchni dla kategorii ruchu KR3,
- zdolność przenoszenia obciążeń o nacisku 115 kN/oś,
- nawierzchnia placów przystosowana do przenoszenia nacisków 5 ton/m<sup>2</sup>,
- nawierzchnia placów z betonu cementowego klasy B40,
- łączenia płyt dyblowane.

Ze względu na możliwość występowania dodatkowych obciążeń nawierzchni, projektant przyjął następujący układ warstw konstrukcyjnych nawierzchni dla kategorii ruchu KR4:

- 23 cm – beton cementowy klasy B40,
- 5 cm – beton asfaltowy BA 0/12,8,
- 15 cm – kruszywo łamane, stabilizowane mechanicznie,
- 15 cm – kruszywo naturalne łamane stabilizowane mechanicznie,
- dodatkowo warstwy z kruszyw wzmocniono georusztem, aby zapobiec ewentualnym skutkom różnic osiadań nawierzchni między „starymi” i „nowymi” nasypami,
- średnie wymiary płyt betonowych nawierzchni wyniosły 3,0 × 6,0 m.

### 5.1. Oddziaływanie urządzenia załadunkowego „Kalmar” na konstrukcję nawierzchni

Przyjęto następujące parametry urządzenia dźwigowego „Kalmar” na podstawie danych z Technical Information DRF 450-65C5X [13]:

- ciężar własny urządzenia dźwigowego 805 kN,
- maksymalny udźwóg 450 kN, przy wysokości podnoszenia 15 m,
- podczas podnoszenia wysięg poziomy 7,25 m od osi przedniej dźwigu,
- nacisk osi przedniej bez załadunku 416 kN, a tylnej 389 kN,
- rozstaw osi podwozia 6,5 m,
- oś przednia – koła podwójne, oś tylna, koła pojedyncze,
- szerokość kół przednich 0,45 m, prześwit między kołami bliźniaczymi 0,20 m, szerokość pomiędzy rozstawem kół bliźniaczych przedniej osi 3,07 m,
- ciśnienie w kołach 1,0 MPa.

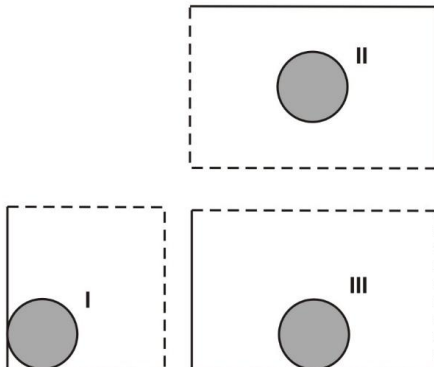
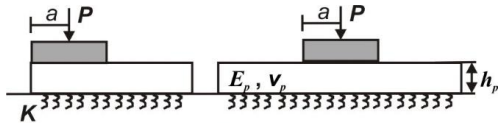
Do obliczeń oddziaływania dźwigu na konstrukcję nawierzchni przyjęto ciężar podnoszonego pustego kontenera równy 40 kN. W momencie podnoszenia, przy maksymalnym wysięgu poziomym równym 7,25 m, obciążenie na płytę betonową od kół przednich wynosi:  $416 + 40 \frac{7,25+6,50}{6,50} = 500,60$  kN. Obciążenie od jednego koła wynosi

$P = 250,3$  kN. Nacisk jednostkowy do obliczeń przyjęto równy  $1,1$  MPa, biorąc pod uwagę, że ciśnienie stykowe przekazywane na nawierzchnię waha się w przedziale od  $0,65$  (dla małych obciążeń kół) do  $1,15$  (dla dużych obciążeń), w odniesieniu do ciśnienia w oponie [14]. Oddziaływanie kół bliźniaczych dźwigu przyjęto jako jeden ślad o średnicy:

$$D = \sqrt{\frac{2 \cdot (2P)}{\pi q}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,5006}{1,1\pi}} = 0,5383 \text{ m} \quad (3)$$

Wobec powyższego, do obliczeń oddziaływania urządzenia dźwigowego na betonową płytę nawierzchni przyjęto następujące parametry: obciążenie  $P = 250,3$  kN oraz średnicę śladu obciążenia  $a = D/2 = 0,2691$  m.

Do określenia naprężeń w płycie betonowej, wykorzystano metodę OSZD wymiarowania nawierzchni betonowych, która jest zalecana w kraju [14]. Metoda ta opiera się na modelu płyty rozwiązanej przez Westergaarda. Modelem obliczeniowym jest płyta spoczywająca na podłożu typu Winklera, charakteryzowanego przez współczynnik reakcji podłoża  $K$  (rys. 9). Parametrami płyty betonowej są: moduł sprężystości  $E_p$  oraz współczynnik Poissona  $\nu_p$ . Obciążenie zlokalizowane jest w trzech charakterystycznych miejscach: w środku (II), na krawędzi (III) i w narożu płyty (I).



Płyta betonowa, $h_1 = 23$ cm
„K” pod płytą betonową
Podbudowa z MMA, $h_2 = 5$ cm
„K <sub>s</sub> ” na powierzchni podbudowy
Podbudowa z kruszywa, $h_3 = 30$ cm (2' 15 cm)
Podłoże gruntowe

Rys. 9. Schemat modelu Westergaarda według [14]. Rys. 10. Projektowany układ warstw konstrukcji nawierzchni.

Do obliczeń przyjęto następujące parametry płyty betonowej, zgodnie z [12]:

- moduł sprężystości  $E_p = 33\,000$  MPa,
- współczynnik Poissona  $\nu_p = 0,15$ ,
- wytrzymałość charakterystyczna betonu na rozciąganie przy zginaniu  $f_f = R_z g = 5,5$  MPa,
- moduł sprężystości betonu ze względu na obciążenia termiczne  $E_t = 24\,750$  MPa,
- gradient temperatury  $0,8$  °C/cm,
- współczynnik rozszerzalności liniowej betonu ( $\alpha$ ) =  $14,5 \cdot 10^{-6}$  /°K.

Konstrukcję nawierzchni rozpatrywano jako konstrukcję trójwarstwową o grubościach warstw, jak przedstawiono na rys. 10. Jest to układ warstw odpowiadający konstrukcji przyjętej w projekcie, z tą różnicą, że współczynniki reakcji podłoża  $K$  wyznaczono na podstawie terenowych badań nośności VSS, w dwóch punktach pomiarowych ( $E_2 = 200$  MPa i  $E_2 = 96$  MPa).



Współczynniki reakcji podłoża na powierzchni podbudowy z kruszywa stabilizowanego mechanicznie obliczono na podstawie zależności:

$$K_s = \frac{E_2}{0,762(1-\nu^2)} \text{ [MPa/m]} \quad (4)$$

Wartości współczynników reakcji podłoża warstwy podbudowy, przy  $\nu = 0,3$  wynoszą: punkt VSS1  $K_s = 288$  MPa/m, punkt VSS2  $K_s = 138$  MPa/m.

Analiza zależności równoważnego współczynnika reakcji dla układu trójwarstwowego w funkcji grubości warstw i współczynnika reakcji podłoża podbudowy z kruszywa, przedstawiona w [14], wskazuje, iż wartość równoważnego współczynnika reakcji podłoża  $K$  na powierzchni warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej o grubości 5 cm obliczamy zwiększając o 10% wartość współczynnika reakcji na powierzchni podbudowy z kruszywa  $K_s$ , czyli ostatecznie: dla punktu VSS1 otrzymano  $K = 317$  MPa/m, dla punktu VSS2 otrzymano  $K = 152$  MPa/m.

## 5.2. Obliczenie naprężeń w płycie betonowej nawierzchni według projektu

Do nawierzchni betonowych narażonych na duże obciążenia powinny być stosowane nawierzchnie dyblowane i kotwione. W tego typu nawierzchniach, aby zapewnić właściwą współpracę płyt (w szczelinach), stosuje się dyble (szczeliny poprzeczne) oraz kotwy (szczeliny podłużne). Poza dyblami i kotwami na współpracę płyt mają także wpływ inne czynniki związane np. z podparciem płyt betonowych [16]. Przy indywidualnym doborze zbrojenia płyt betonowych (dybli i kotew) powinien być stosowny odpowiedni ich rozstaw. W obliczeniach, analizuje się liczbę dybli i kotew łączących płyty, warunki naprężeń w betonie pod dyblami i kotwami (także wokół nich) tak, aby zapewnić odpowiednią współpracę sąsiadujących płyt na poziomie co najmniej 80% zgodnie z wymaganiami [12, 14, 16].

Systemy szczelin podłużnych i poprzecznych stosuje się ze względu na wrażliwość beton na działanie różnego rodzaju czynników, ale w szczególności wpływów termicznych oraz wilgotnościowych. Rozstaw szczelin w nawierzchniach betonowych jest uwarunkowany długością krytyczną płyty. Ważne jest zachowanie odpowiedniej odległości szczelin tak, aby wymiary płyt betonowych nie przekraczały długości krytycznej. Analizowana długość krytyczna jest ściśle związana z oddziaływaniem temperatury na nawierzchnię drogową wykonaną w technologii betonu cementowego. Poruszany problem jest bardzo ważnym zagadnieniem i dlatego w Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztucznych z 2014 roku [17], na podstawie pomiarów terenowych, przeprowadzono dokładne analizy oddziaływania zmian dobowych temperatury na deformację i stan naprężeń w płycie. Analizowano między innymi odkształcalność płyt długich i krótkich w zależności od oddziaływania temperatury. Ustalono, że w przypadku płyt krótkich, ciężar nie powoduje powstawania znacznych naprężeń termicznych. W płytach długich, gdy na górnej powierzchni występuje wyższa temperatura niż na powierzchni dolnej, to płyta ma tendencję do wyginania się ku górze, natomiast w wyniku ciężaru własnego oraz skrępowania, największe naprężenia rozciągające notowane są na dolnej powierzchni płyty. Jeżeli dolna powierzchnia płyty ma wyższą temperaturę od górnej, wówczas płyta ma tendencję do odkształcania się ku dołowi i największe naprężenia wskutek ciężaru własnego płyty pojawiają się na górnej powierzchni. Naprężenia termiczne inicjowane w płytach betonowych mają także istotny wpływ na naprężenia występujące w betonie wokół dybli [16, 17].

Analizowana nawierzchnia betonowa została zaprojektowana na podstawie Katalogu GDDP [12] jako płyta betonowa niezbrojona, dyblowana i kotwiona. Wyniki naprężeń w płycie betonowej dla trzech przypadków usytuowania obciążenia przedstawiono w tablicy 2.

Współczynnik bezpieczeństwa dla obciążenia jednorazowego, zgodnie z zaleceniami [14], przyjęto  $\zeta = 1,15$ , współczynnik przenoszenia sił z jednej płyty na drugą (płyty dyblowane) przyjęto  $\alpha = 0,8$ , współczynnik uwzględniający zmniejszanie się naprężeń od paczenia się płyt pod wpływem zmian temperatury wynosi  $\beta = 0,8$ .

Tablica 2. Wyniki naprężeń w płycie betonowej dla trzech różnych przypadków usytuowania obciążenia

Lp.	Nr punktu	Naprężenia w płycie $\sigma^{max}$ [MPa]			Naprężenia dopuszczalne $\sigma_{dop} = f_f/\zeta$ [MPa]	Spełnienie warunku $\sigma^{max} \leq \sigma_{dop}$
		Krawędź	Środek	Naroże		
	1	2	3	4	5	6
1	VSS1	<u>6,59</u>	<u>4,81</u>	3,94	5,5/1,15 = 4,78	Niespełniony
2	VSS2	<u>7,28</u>	<u>5,19</u>	4,74		Niespełniony
3	$P = 57,5$ kN*	4,19	3,23	2,28		Spełniony

Uwaga: \* Obciążenie osią 115 kN nawierzchni betonowej przyjęte w projekcie wykonawczym.

### Objaśnienia do tablicy 2:

- w wierszach 1 i 2 przedstawiono wyniki obliczeń naprężeń powstałych w płycie betonowej od obciążeń zadanych przez urządzenie dźwigowe „Kalmar”. Obliczenia wykonano dla wartości zbadanych wtórnych modułów sztywności na powierzchni warstw podbudowy z kruszywa stabilizowanego mechanicznie  $E_2$ ,
- w wierszu 3 przedstawiono wyniki obliczeń naprężeń powstałych w projektowanej płycie betonowej od obciążeń przyjętych w projekcie wykonawczym osią pojazdu o nacisku 115 kN. Dane przyjęto zgodnie z wytycznymi założonymi w Katalogu Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztywnych [12] (ponieważ na podstawie tego katalogu [12] zaprojektowano konstrukcję). Nacisk na koło wynosi  $P = 115/2 = 57,5$  kN, promień nacisku  $a = 0,158$  m, wartość modułu wtórnego warstwy podbudowy z kruszywa stabilizowanego mechanicznie przyjęto za projektem  $E_2 = 180$  MPa,
- kolumny 2, 3 i 4 zawierają wyniki obliczeń naprężeń, odpowiednio – na krawędzi, w środku i narożu płyty betonowej, wywołanych od obciążeń od kół urządzenia dźwigowego (wiersze 1 i 2) i obciążenia od osi 115 kN (wiersz 3) zsumowane z naprężeniami wywołanymi od wpływów termicznych. Obliczono wartości naprężeń rozciągających, dla naroży płyty inicjowane na powierzchni płyty, dla krawędzi – na spodzie i na powierzchni płyty, natomiast dla środka – na spodzie płyty,
- naprężenia wywołane termicznie obliczono na podstawie danych zawartych w katalogu [12],
- aby nośność płyty betonowej była zachowana, wartości naprężeń  $\sigma^{max}$  w kolumnach 2, 3 i 4 muszą być mniejsze od dopuszczalnego naprężenia rozciągającego płycie  $\sigma_{dop}$  obliczonego w kolumnie 5. Zgodnie z katalogiem [12] odporność betonu klasy B40 na rozciąganie przy zginaniu wynosi 5,5 MPa. Wartość tę należy „wzmocnić” o współczynnik bezpieczeństwa, który dla obciążenia jednorazowego, zgodnie z zaleceniami [14], przyjęto  $\zeta = 1,15$ ,
- naprężenie dopuszczalne  $\sigma_{dop}$  obliczone zgodnie z projektem wykonawczym wynosi 4,78 MPa.

### 5. 3. Obliczenie naprężeń rzeczywistych w płycie betonowej dla wariantu układu warstw konstrukcyjnych o najmniejszej nośności

Na podstawie badań terenowych ustalono, że najbardziej niekorzystny układ warstw, ze względu na nośność konstrukcji, jest w punkcie badawczym nr 7:

- płyta betonowa,  $h_1 = 22$  cm,

- podbudowa z MMA,  $h_2 = 3,5$  cm,
- podbudowa z kruszywa,  $h_3 = 17$  cm,
- podłoże gruntowe.

Konstrukcję nawierzchni rozpatrywano zgodnie z przyjętymi powyżej założeniami, a wyniki obliczeń pokazano w tablicy 3. Przyjęto następujące (dodatkowe, bądź zmienione) dane do obliczeń:

- grubość płyty betonowej 22 cm,
- wtórny moduł sztywności na powierzchni warstwy podbudowy z kruszywa stabilizowanego mechanicznie  $E_2 = 96$  MPa,
- współczynnik reakcji podłoża na powierzchni warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej o grubości 3,5 cm przyjęto  $K_S = 138$  MPa/m,
- pominięto zwiększenie parametru reakcji podłoża o 10%, jak dla grubości warstwy 5 cm, gdyż przy warstwie o grubości 3,5 cm nie jest spełniona zasada minimalnej grubości warstwy ze względu na maksymalne uziarnienie mieszanki. Wymagane jest, aby minimalna grubość warstwy z mieszanki mineralno-asfaltowej była większa od potrójnej wartości maksymalnego uziarnienia mieszanki. Maksymalny wymiar uziarnienia mieszanki mineralno-asfaltowej wynosi 12,8 mm, dlatego też minimalna grubość warstwy powinna wynosić 3,9 cm.

Tablica 3. Naprężenia w płycie betonowej dla trzech różnych przypadków usytuowania obciążenia przy najbardziej niekorzystnym układzie warstw ze względu na nośność konstrukcji

Obciążenie	Naprężenia w płycie $\sigma^{max}$ [MPa]			Naprężenia dopuszczalne $\sigma_{dop} = f_f / \zeta$ [MPa]	Spełnienie warunku $\sigma^{max} \leq \sigma_{dop}$
	Krawędź	Środek	Naroże		
1	2	3	4	5	6
Kalmar	7,64	5,42	5,02	5,5/1,15 = 4,78	Niespełniony
Oś 115 kN	4,41	3,36	2,42		Spełniony

Uwaga: \* Objaśnienia do tabeli 3 – takie, jak do tabeli 2.

Na podstawie wyników obliczeń przedstawionych w tablicy 3 należy stwierdzić, że naprężenia rozciągające w płycie betonowej  $\sigma^{max}$  wywoływane przez dźwig kołowy „Kalmar” przy najbardziej niekorzystnym układzie warstw ze względu na nośność konstrukcji, przekraczają wartość dopuszczalną naprężenia  $\sigma_{dop}$ : na krawędzi płyty (kolumna 2 tablicy 3) aż o 37%, w środku płyty (kolumna 3 tablicy 3) o 12% i w narożu płyty betonowej (kolumna 4 tablicy 3) o 5%. Dlatego, w punkcie badawczym nr 7 na powierzchni płyty betonowej powstały tak duże zniszczenia i zarysowania, które uwidoczniło na rysunku 4.

## 6. Podsumowanie i wnioski

- Na podstawie wyników obliczeń przedstawionych w tablicach 2 i 3 należy stwierdzić, że:
- badana nawierzchnia betonowa nie była w stanie przenieść naprężeń od oddziaływania przekazywanego przez obciążone urządzenie dźwigowe „Kalmar”. Niezbrojone pasmo płyty betonowej było poddane nadmiernym przeciążeniom, które ponadto miały charakter dynamiczny,
  - na podstawie przedstawionych obliczeń wynika, że największe naprężenia niszczące występują na krawędzi płyty betonowej nawierzchni, następnie – na środku płyty, a najmniejsze – w narożu. Wynika to z faktu, iż na wartość końcową naprężenia mają duży

- wpływ naprężenia termiczne; pomijając te naprężenia kolejność pęknięcia jest następująca: krawędź, naroże, środek,
- w warunkach rzeczywistych wiele płyt ma uszkodzone naroża – jest to spowodowane najprawdopodobniej tym, że naroże jest fragmentem płyty najmniej odpornym na oddziaływanie obciążeń dynamicznych.

### Literatura

1. PN-EN 12390-7:2001 Badanie betonu. Gęstość betonu.
2. PN-B-06714-03:1976 Kruszywa mineralne. Badania. Oznaczenie gęstości w piknometrze.
3. PN-B-06250:1988 Beton zwykły.
4. Instrukcja ITB: Instrukcja określania składu stwardniałego betonu. ITB, nr 277, 1986.
5. PN-EN 12504-1 Badania betonu w konstrukcjach. Cz. 1: Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
6. PN-EN 12390-3:2002 Badanie betonu. Cz. 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
7. PN-EN 206-1:2003 Beton. Cz. 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
8. Instrukcja GDDP: Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Warszawa 1998.
9. PN-B-04452:2002 Geotechnika. Badania polowe.
10. PN-B-08841:1981 Grunty budowlane. Badanie próbek gruntu.
11. PN-B-04493:1960 Grunty budowlane. Oznaczanie kapilarności biernej.
12. Katalog GDDP: Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztucznych. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Warszawa 2001.
13. Technical Information DRF 450-65C5X. (<https://www.ilmequipment.com/files/DRF%20400%20-%20450.pdf>)
14. Szydło A.: Nawierzchnie drogowe z betonu cementowego. Polski Cement, Kraków 2004.
15. PN-S-06102:1997 Drogi samochodowe. Podbudowy z kruszyw stabilizowanych mechanicznie.
16. Szydło A., Mackiewicz P.: Nawierzchnie betonowe w Polsce – doświadczenia przy projektowaniu i eksploatacji. Drogownictwo 11/2017.
17. Szydło A., Mackiewicz P., Wardega R., Krawczyk B.: Katalog Typowych Konstrukcji Nawierzchni Sztucznych. Raport, GDDKiA, Warszawa 2014.

### Degradation of concrete pavement of railroad container terminal

**Summary:** Concrete pavement plates of railway container terminal cracked after about a year of use. The aim of the article was to analyze the causes of the degradation of the concrete pavement. A wheeled gantry crane was designed to transshipment the containers, but a "Kalmar" wheeled crane was used. The physical and strength parameters of concrete, as well as geotechnical parameters of the foundation and subsoil were tested. The stresses in the concrete slab on the transshipment terminal were calculated according to the design and the actual stresses transferred to the slabs according to the tests carried out. It was found that the tested concrete pavement (after changing the type of the handling device) did not meet the load-bearing capacity condition.

**Key words:** railway transshipment terminal, degradation of concrete pavement, stresses in concrete plate