


# przeegląd

11  
2016  
rocznik LXXI  
cena 25,00 zł  
w tym 5% VAT



# komunikacyjny

UKAZUJE SIĘ OD 1945 ROKU



## Problemy budowy i naprawy podtorza kolejowego



Podtorza wrocławskich torów tramwajowych. Ochrona podtorza w warunkach intensywnej zabudowy. Odkształcalność górnej strefy podtorza z geowłókniną. Statyczna analiza wybranych imperfekcji podłoża szynowego na dodatkowe ugięcia szyny bezстыkowego toru kolejowego. Wzmacnianie podtorza górniczego geosyntetykami. Szacowanie oddziaływania zasyпки na powłokę w obiekcie gruntowo-powłokowym na podstawie deformacji powłoki.

# Podstawowe informacje dla Autorów artykułów

„Przegląd Komunikacyjny” publikuje artykuły związane z szeroko rozumianym transportem oraz infrastrukturą transportu. Obejmuje to zagadnienia techniczne, ekonomiczne i prawne. Akceptowane są także materiały związane z geografią, historią i socjologią transportu.

Artykuły publikowane w „Przeglądzie Komunikacyjnym” dzieli się na: „wnoszące wkład naukowy w dziedzinę transportu i infrastruktury transportu” oraz „pozostałe”. Prosimy Autorów o deklarację (w zgłoszeniu), do której grupy zaliczyć ich prace.

Materiały do publikacji: zgłoszenie, artykuł oraz oświadczenie Autora, należy przysyłać w formie elektronicznej na adres redakcji:

**artykuly@przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl**

W zgłoszeniu należy podać: imię i nazwisko autora, adres mailowy oraz adres do tradycyjnej korespondencji, miejsce zatrudnienia, zdjęcie, tytuł artykułu oraz streszczenie (po polsku i po angielsku) i słowa kluczowe (po polsku i po angielsku). Szczegóły przygotowania materiałów oraz wzory załączników dostępne są na stronie:

**www.przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl**

**W celu usprawnienia i przyspieszenia procesu publikacji prosimy o zastosowanie się do poniższych wymagań dotyczących nadsyłanego materiału:**

1. Tekst artykułu powinien być napisany w jednym z ogólnodostępnych programów (np. Microsoft Word). Wzory i opisy wzorów powinny być wkomponowane w tekst. Tabele należy zestawić po zakończeniu tekstu. Ilustracje (rysunki, fotografie, wykresy) najlepiej dołączyć jako oddzielne pliki. Można je także wstawić do pliku z tekstem po zakończeniu tekstu. Możliwe jest oznaczenie miejsc w tekście, w których autor sugeruje wstawienie stosownej ilustracji lub tabeli. Obowiązuje odrębna numeracja ilustracji (bez rozróżniania na rysunki, fotografie itp.) oraz tabel.
2. Całość materiału nie powinna przekraczać 12 stron w formacie Word (zalecane jest 8 stron). Do limitu stron wlicza się ilustracje załączane w odrębnych plikach (przy założeniu że 1 ilustracja = ½ strony).
3. Format tekstu powinien być jak najprostszy (nie stosować zróżnicowanych stylów, wcięć, podwójnych i wielokrotnych spacji itp.). Dopuszczalne jest pogrubienie, podkreślenie i oznaczenie kursywą istotnych części tekstu, a także indeksy górne i dolne. **Nie stosować przypisów.**
4. Nawiązania do pozycji zewnętrznych - cytaty (dotyczy również podpisów ilustracji i tabel) oznacza się numeracją w nawiasach kwadratowych [...]. Numerację należy zestawić na końcu artykułu (jako „Materiały źródłowe”). Zestawienie powinno być ułożone alfabetycznie.
5. Jeżeli Autor wykorzystuje materiały objęte nie swoim prawem autorskim, powinien uzyskać pisemną zgodę właściciela tych praw do publikacji (niezależnie od podania źródła). Kopie takiej zgody należy przesłać Redakcji.

Artykuły wnoszące wkład naukowy podlegają procedurom recenzji merytorycznych zgodnie z wytycznymi MNiSW, co pozwala zaliczyć je, po opublikowaniu, do dorobku naukowego (z punktacją przyznawaną w toku oceny czasopism naukowych – aktualnie jest to **8 punktów**).

Do oceny każdej publikacji powołuje się co najmniej dwóch niezależnych recenzentów spoza jednostki. Zasady kwalifikowania lub odrzucenia publikacji i ewentualny formularz recenzencki są podane do publicznej wiadomości na stronie internetowej czasopisma lub w każdym numerze czasopisma. Nazwiska recenzentów poszczególnych publikacji/numerów nie są ujawniane; raz w roku (w ostatnim numerze oraz na stronie internetowej) czasopismo podaje do publicznej wiadomości listę recenzentów współpracujących.

Przygotowany materiał powinien obrazować własny wkład badawczy autora. Redakcja wdrożyła procedurę zapobiegania zjawisku Ghostwriting (z „ghostwriting” mamy do czynienia wówczas, gdy ktoś wniósł istotny wkład w powstanie publikacji, bez ujawnienia swojego udziału jako jeden z autorów lub bez wymienienia jego roli w podziękowaniach zamieszczonych w publikacji). Tekst i ilustracje muszą być oryginalne i niepublikowane w innych miejscach (w tym w internecie). Możliwe jest zamieszczanie artykułów, które ukazały się w materiałach konferencyjnych i podobnych (na prawach rękopisu) z zaznaczeniem tego faktu i po przystosowaniu do wymogów publikacyjnych „Przeglądu Komunikacyjnego”.

Korespondencję inną niż artykuły do recenzji prosimy kierować na adres: **listy@przeglad.komunikacyjny.pwr.wroc.pl**

## VIII Konferencja Naukowo – Techniczna Problemy budowy i naprawy podtorza kolejowego

13 października 2016, Jelenia Góra

Sponsor główny:



Sponsorzy:



Reklamodawcy:





Na okładce: Mocowanie szyny"  
(fot. P. Mackiewicz)

## Drodzy Czytelnicy!

Kontynuujemy tematykę kolejową podjętą w numerze poprzednim. Ponownie skupiamy się na problematyce podtorza kolejowego, traktując tory tramwajowe jako drogi kolejowe, a podbudowę w torowiskach tramwajowych jako podtorze. Należy tu podkreślić, że stan podtorza, jego trwałość i niezmienność geometryczna podczas eksploatacji ma zasadnicze znaczenie dla transportu szynowego. Jest to szczególnie istotne ze względu na technologiczną trudność i kosztowność jego napraw. Trwałe i stabilne podtorze nie tylko zapewnia wymaganą jakość drogi szynowej ale również powoduje wydłużenie okresów międzyprawczych a tym samym istotne zmniejszenie kosztów eksploatacji.

Dwie pierwsze publikacje są poświęcone zróżnicowanym konstrukcjom torowisk tramwajowych i ochronie podtorza w warunkach intensywnej, miejskiej zabudowy. Kolejne artykuły prezentują wyniki prac badawczych i dotyczą wpływu powszechnie już stosowanej w podtorzu geowłókniny na odkształcalność torowiska oraz wzmacniania geosyntetykami podtorza, szczególnie zagrożonego nadmiernymi deformacjami na terenach eksploatacji górniczej. Ponadto prezentujemy prace traktujące o wpływie nierówności podłoża szynowego na dodatkowe ugięcia szyn bezстыkowego toru kolejowego i o deformacjach konstrukcji gruntowo-powłokowych oraz ich związku z oddziaływaniami zasyпки na powłokę.

Poruszana w numerze tematyka jest z jednej strony jednorodna ze względu na element konstrukcji dróg szynowych jakim jest podtorze a z drugiej zróżnicowana z uwagi na różnorodność problemów dotyczących podtorza. Dzięki temu może być interesująca dla szerszego grona czytelników.

Życząc naszym Czytelnikom dobrej lektury zachęcam do zainteresowania się kolejnymi numerami czasopisma.

**Marek Krużyński**

W numerze

<b>Aktualności</b>	2
<b>Podtorza wrocławskich torów tramwajowych</b> Jacek Makuch	4
<b>Ochrona podtorza w warunkach intensywnej zabudowy</b> Igor Gisterek	11
<b>Odształcalność górnej strefy podtorza z geowłókniną</b> Michał Pawłowski	15
<b>Statyczna analiza wybranych imperfekcji podłoża szynowego na dodatkowe ugięcia szyny bezстыkowego toru kolejowego</b> Włodzimierz Bednarek	20
<b>Wzmacnianie podtorza górniczego geosyntetykami</b> Kazimierz Kłosek	27
<b>Szacowanie oddziaływania zasyпки na powłokę w obiekcie gruntowo-powłokowym na podstawie deformacji powłoki</b> Czesław Machelski	31

### Wydawca:

Stowarzyszenie Inżynierów i Techników  
Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej  
00-043 Warszawa, ul. Czackiego 3/5  
[www.sitk-rp.org.pl](http://www.sitk-rp.org.pl)

### Redaktor Naczelny:

Antoni Szydło

### Redakcja:

Krzysztof Gasz, Igor Gisterek, Bartłomiej Krawczyk,  
Maciej Kruszyna (Z-ca Redaktora Naczelnego), Agnieszka  
Kuniczuk - Trzciniowicz (Redaktor językowy), Piotr  
Mackiewicz (Sekretarz), Wojciech Puła (Redaktor  
statystyczny), Wiesław Spuziak, Robert Wardęga,  
Czesław Wolek

### Adres redakcji do korespondencji:

Poczta elektroniczna:  
[redakcja@przeгляд.komunikacyjny.pwr.wroc.pl](mailto:redakcja@przeгляд.komunikacyjny.pwr.wroc.pl)

### Poczta „tradycyjna”:

Piotr Mackiewicz, Maciej Kruszyna  
Politechnika Wrocławska,  
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław  
Faks: 71 320 45 39

### Rada naukowa:

Marek Ciesielski (Poznań), Antanas Klibavičius (Wilno),  
Jozef Komačka (Žilina), Elżbieta Marciszewska (Warszawa),  
Bohuslav Novotny (Praga), Andrzej S. Nowak (Lincoln,  
Nebraska), Tomasz Nowakowski (Wrocław), Victor V. Rybkin  
(Dniepropietrowsk), Marek Sitarz (Katowice), Wiesław Starowicz (Kraków),  
Hans-Christoph Thiel (Cottbus), Krystyna Wojewódzka-Król  
(Gdańsk), Elżbieta Załoga (Szczecin), Andrea Zuzulova  
(Bratysława)

### Rada programowa:

Mirosław Antonowicz, Dominik Borowski, Leszek Krawczyk,  
Marek Krużyński, Leszek W. Mindur, Andrzej Żurkowski

### Deklaracja o wersji pierwotnej czasopisma

Główną wersją czasopisma jest wersja papierowa. Na stronie internetowej czasopisma dostępne są streszczenia artykułów w języku polskim i angielskim.

Czasopismo jest umieszczone na liście Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego (8 pkt. za artykuł recenzowany).

Redakcja zastrzega sobie prawo dokonywania zmian w materiałach nie podlegających recenzji.

Artykuły opublikowane w „Przeглядzie Komunikacyjnym” są dostępne w bazach danych 20 bibliotek technicznych oraz są indeksowane w bazach:  
BAZTECH: <http://baztech.icm.edu.pl>  
Index Copernicus: <http://indexcopernicus.com>

### Prenumerata:

Szczegóły i formularz zamówienia na stronie:

[www.przeгляд.komunikacyjny.pwr.wroc.pl](http://www.przeгляд.komunikacyjny.pwr.wroc.pl)

Obecna Redakcja dysponuje numerami archiwalnymi począwszy od 4/2010.

Numery archiwalne z lat 2004-2009 można zamawiać w Oddziale krakowskim SITK,  
ul. Siostrzana 11, 30-804 Kraków,  
tel./faks 12 658 93 74, [mrowinska@sitk.org.pl](mailto:mrowinska@sitk.org.pl)

### Druk:

Drukarnia A-Zet, 52-131 Wrocław, ul. Buforowa 34a  
Przemysław Wołczuk, [przemo@dodo.pl](mailto:przemo@dodo.pl)

### Reklama:

Dział Marketingu: [sitk.baza@gmail.com](mailto:sitk.baza@gmail.com)

Nakład: 800 egz.

## Gdańsk Główny: w przyszłym roku rozpoczęcie przebudowy dworca i peronów

Paweł Rydzyski, Transport Publiczny, 20.09.2016

W 2017 r. ma się rozpocząć przebudowa dworca i stacji Gdańsk Główny. W pierwszej części przyszłego roku rozpocznie się przebudowa budynku dworca, a w drugiej połowie – przebudowa peronów dalekobieżnych. Obiekt w pełni odzyska swój historyczny charakter. O planach inwestycyjnych poinformował portal [www.trojmiasto.pl](http://www.trojmiasto.pl), który przypomniał, że podczas zrealizowanej w poprzednich latach rewitalizacji hali dworcowej, udało się częściowo uzyskać jej pierwotny wygląd, dzięki likwidacji obskurnej antresoli, wybudowanej w latach 90. XX w. Obecnie planowany jest jednak dalszy, kompleksowy remont. – Projekt jest skomplikowany ze względu na zabytkowy charakter budynku i miejsce, w którym stoi, dlatego przygotowanie wszystkich niezbędnych projektów zajmuje nam tyle czasu. Zamierzamy ogłosić przetarg jeszcze w tym roku, by w kolejnym rzucić z realizacją – zapowiada w rozmowie z [trojmiasto.pl](http://trojmiasto.pl) Krzysztof Piekarski, dyrektor oddziału gospodarowania nieruchomościami PKP w Gdańsku. Jaki jest plan przebudowy? W holi dworca zostaną odtworzone dębowe drzwi i okna, a także historyczna kolorystyka. Na dawne miejsce wróć kasy biletowe, które zyskają drewnianą stolarkę, podobnie jak witryny sklepów. Powstanie nowe oświetlenie, system informacji pasażerskiej, monitoring. W tunelu prowadzącym z holi do peronów dalekobieżnych zamontowane zostaną schody ruchome. Zlikwidowana zostanie antresola w drugiej części budynku dworca (tam, gdzie znajduje się m.in. restauracja Mc Donald's).

## Z Poznania do Olsztyna pojedziemy szybciej i wygodniej

Norbert Kowalski, Głos Wielkopolski, 28.08.2016

Ponad 270 milionów złotych zainwestują PKP Polskie Linie Kolejowe w remont trasy z Poznania do Olsztyna. To ciąg dalszy prac, które są prowadzone na tej linii już od zeszłego roku. Wtedy za ponad 200 mln zł wyremontowano tory kolejowe między Inowrocławiem i Jabłonowem Pomorskim. To jednak nie koniec modernizacji. – PLK ogłosiły przetarg na remont linii Poznań - Olsztyn na odcinku Poznań Wschód - Wydar-towo. Urządzenia sterowania ruchem zostaną przystosowane do prędkości 160 km na godzinę, podczas gdy obecny limit wynosi 120 km na godzinę – wyjaśnia Zbigniew Wolny, rzecznik prasowy wielkopolskiego oddziału PKP (...).

## Poszukiwacze „złotego pociągu” przekopują nasyp kolejowy

InfoRail, PAP, 18.08.2016

Ekipa poszukująca w Wałbrzychu pociągu z czasów II wojny światowej kontynuuje w czwartek przekop nasypu kolejowego. Prawdopodobnie dziś rozpoczną się również prace przy kolejnym z wykopów. Do tej pory nie znaleziono nic, co by potwierdzało istnienie pociągu. Prace poszukiwawcze prowadzone są w okolicach 65. kilome-

tra linii kolejowej Wrocław-Wałbrzych przez firmę XYZ należącą do Piotra Kopera i Andreasa Richtera, którzy w sierpniu ub.r. zgłosili rzekome znalezisko. W poszukiwaniu zaangażowanych jest ponad 60 osób. To m.in. saperzy, chemicy, geolodzy i archeolodzy. Jak powiedział PAP rzecznik firmy XYZ Andrzej Gaik, w czwartek będą kontynuowane prace przy przekopie korony nasypu kolejowego. Wykop w tym miejscu, określany przez eksploratorów numerem 3, ma już kilka metrów. „Wczoraj natrafiliśmy tam na warstwę ilu, który według naszych specjalistów został tu nawieziony. To materiał, który Niemcy podczas II wojny światowej mogli używać do ochrony różnych obiektów, bunkrów lub tuneli, przed bombardowaniami. A zatem jest to obiecujące znalezisko” – powiedział Gaik. Rzecznik dodał, że być może w czwartek uda się rozpocząć prace przy kolejnym z wykopów. Chodzi o obszar określany przez eksploratorów numerem 2. Jest on położony kilkadziesiąt metrów od miejsca, w którym teraz pracują koparki.

## Gdański tramwaj podpowie za ile odjeżdża

InfoTram, 15.09.2016

Kolejne ułatwienie dla pasażerów gdańskiej komunikacji miejskiej. Od teraz już nie tylko z tablic Systemu Informacji Pasażerskiej (SIP), czy telefonu i strony mobilnej ZTM dowiedzieć można się kiedy odjeżdża tramwaj. Wystarczy rzut oka na wyświetlacz pojazdu stojącego na pętli – informuje gdański Urząd Miasta. Informacja na temat przewidywanego czasu odjazdu pojawia się na wyświetlaczach pojazdów stojących na pętlach. Od teraz zobaczymy więc już nie tylko numer linii, ale także przewidywany czas odjazdu (czas rozkładowy), np. "6 ODJAZD ZA 3 MIN." na zmianę z kierunkiem jazdy. Takie rozwiązanie zostało zastosowane we wszystkich pojazdach Zakładu Komunikacji Miejskiej w Gdańsku, z wyjątkiem wagonów 105Na. Wystarczy rzut oka na stojące na pętlach pojazdy, by wiedzieć za ile minut pojawią się one na przystanku i wyjadą na swoje trasy.

## Nowe trasy tramwajowe we Wrocławiu. Lekarstwo na korki?

Mateusz Kokoszkiwicz, Gazeta Wyborcza Wrocław, 20.09.2016

Do 2022 roku tramwajem szybko pojedziemy na zakorkowane dziś osiedla: Ołtaszyn i Swojczyce. Tak wynika z zaprezentowanego przez prezydenta Rafała Dutkiewicza nowego planu rozwoju transportu szynowego. Wstępna wersja planu transportowego ujawniona w marcu wzbudziła niemalże kontrowersje. Krytykowano ją nie tylko za błędy, ale też za zbyt mały rozmach, bo przewidziano tylko trzy nowe inwestycje w sieć tramwajową. Prezydent Rafał Dutkiewicz zapowiedział wiosną, że powstanie nowy, całościowy program rozwoju komunikacji szynowej. Wczoraj w zajezdni przy ul. Powstańców ogłosił Wrocławski Program Tramwajowy, który będzie włączony do planu transportowego. (...) Najważniejszą nowością są dodatkowe inwestycje planowane do 2022 roku, które mają być wpisane do budżetu

inwestycyjnego. – Pozyskamy fundusze unijne, będziemy też inwestować pieniądze z budżetu miasta – zapowiada prezydent. Nowe tory mają być poprowadzone na najbardziej zakorkowane osiedla miasta: Ołtaszyn i Swojczyce. Linia tramwajowa na Ołtaszyn zostanie wytyczona od pętli przy ul. Ślężnej przez okolice ul. Agrestowej. Na razie nie jest znana lokalizacja ostatniego jej przystanku, natomiast wiadomo, że tory pobiegą przez środek osiedla. (...) Trasa tramwajowa na Swojczyce prowadzić będzie po nowym moście, który powstanie obok mostu Chrobrego. – Ten zostanie zlikwidowany. I tak wymaga wymiany, a nowy najlepiej wyposażyć już w tramwaj – wyjaśnia Dutkiewicz. (...) Przypomina, że marszałek województwa planuje rewitalizację przechodzącą przez Swojczyce linii kolejowej Wrocław Sołtysowice - Jelcz. Dlatego pętla tramwajowa powinna być zlokalizowana przy jednym z przystanków kolejowych, by umożliwić wygodną przesiadkę.

## Jak Wiedeń ułatwia przesiadkę na rowery miejskie

transport-publiczny.pl, informacja za: Centrum Prasowe PAP, 26.09.2016

Wiedeń od lat korzysta z systemu rowerów miejskich Citybike. Obecnie dostępnych jest 1500 rowerów. W godzinach szczytu może się jednak zdarzyć, że wszystkie są wypożyczone. Dlatego od niedawna na ekranach reklamowych w środkach transportu publicznego pojawia się aktualna informacja o dostępności rowerów na najbliższym przystanku. Sieć rowerów miejskich, Citybike Wien, w ostatnich latach bardzo się rozrosła. Obecnie rower miejski można wypożyczyć przy jednej ze 121 stacji rowerowych. Nadeszła pora, aby zintegrować ten system z systemem transportu publicznego w Wiedniu. Od września br. wykorzystywane są do tego ekrany reklamowe w tramwajach czy autobusach, które dzięki specjalnemu oprogramowaniu i połączeniu z serwerem systemu Citybike, dostarczają informacji o dostępności rowerów miejskich przy najbliższych i kolejnych przystankach. Podróżni nie muszą się już zatem martwić, czy przesiadając się np. z autobusu na rower miejski będzie on do ich dyspozycji. (...) Dlatego oprócz informacji o możliwości przesiadki i czasu oczekiwania na inny środek transportu, dodano informację o ilości wolnych rowerów miejskich i to uaktualnianą na bieżąco. W roku ubiegłym system Citybike zarejestrował ponad milion wypożyczeń. Nie każdy jednak jeździ rowerem. Wyświetlanie informacji w autobusach ma zachęcić do skorzystania z roweru nowych użytkowników. – W ten sposób pokazujemy prawie 500 milionom pasażerów autobusów i tramwajów rocznie, że istnieje również publiczny transport indywidualny, który jest tani, przyjazny dla środowiska i korzystny dla zdrowia – przekonuje Franz Solta, dyrektor Infoscreen. Wiedeński projekt to przykład wykorzystania mediów w środkach komunikacji dla rozwoju smart cities. Mogą dostarczać informacji, których konsument potrzebuje najbardziej. Oprócz tych dotyczących pogody, kultury czy sportu mogą to być informacje o godzinach otwarcia urzędów czy muzeów.

## Łódzki Rower Publiczny. Milion wypożyczeń w 102 dni

Jacek Losik, jw, Dziennik Łódzki, 11.08.2016

Przed 102 dni rowery miejskie w Łodzi wypożyczone ponad milion razy. Milionowego wypożyczenia dokonał pan Paweł Ziółkowski z Łasku (...). Łódzki Rower Publiczny wystartował 30 kwietnia. Przed 102 dni funkcjonowania systemu, rowery miejskie w Łodzi były wypożyczane były wypożyczone już 1 013 441 razy przez 57 017 zarejestrowanych użytkowników. Firma Nextbike dzienny rekord wypożyczeń odnotowała 12 maja. Łodzianie wypożyczyli tego dnia 17 655 rowerów (...).

## Miejskie rowery w Katowicach wypożyczano już 30 tys. razy!

Justyna Przybytek, Dziennik Zachodni, 26.08.2016

Rowery miejskie w Katowicach wypożyczano już 30 tysięcy razy. To cztery razy więcej niż przez cały ubiegły sezon, gdy w stolicy aglomeracji za-inaugurowano system wypożyczalni City by bike (...). - Tegoroczna rozbudowa „City by bike” zaowocowała największym w historii katowickich wypożyczalni skokiem dynamiki wynajmów. Od chwili inauguracji sezonu użytkownicy pobili już dzienny rekord wypożyczeń, sięgając po rowery 524 razy w dniu 22 maja, a w maju wyśrubowali jeszcze rekord miesięczny, wynoszący obecnie 8 490 wynajmów na przestrzeni 31 dni. To pokazuje, jak wielkie znaczenie miał rozwój infrastruktury systemu dla uwolnienia rowerowego potencjału miasta – mówi Tomasz Wojtkiewicz, prezes Nextbike Polska (...).

## Otwarto pierwszą w Polsce świecąca drogę rowerową

transport-publiczny.pl 26.09.2016

Pierwsza w Polsce droga rowerowa, która nocą oddaje nagromadzone światło słoneczne jest już dostępna dla rowerzystów. Ta wyjątkowa innowacja powstała w pobliżu Lidzbarka Warmińskiego, na szlaku prowadzącym nad Jezioro Wielochowskie. Świecąca droga dla rowerów nie potrzebuje żadnego dodatkowego zasilania – jest w pełni samowystarczalna, ekologiczna i, co najważniejsze, poprawia bezpieczeństwo mazurskich rowerzystów. Autorem projektu świecącej nawierzchni jest laboratorium TPA w Pruszkowie, zaś wykonawcą STRABAG. Nawierzchnia świecącej ścieżki zawiera tzw. luminofory. To specjalne substancje syntetyczne, które „ładują” się za pomocą światła dziennego, a następnie nocą emitują nagromadzoną energię. W ciągu dnia ścieżka rowerowa jest niebieska. Chodziło o stworzenie optymalnej kompozycji kolorystycznej z pobliskim jeziorem i naturą, a także, w głównej mierze, o bezpieczeństwo wszystkich uczestników ruchu. (...) TPA od dawna prowadzi badania nad wykorzystaniem kolorowej i oddającej światło nawierzchni asfaltowej, przy czym największym wyzwaniem było zapewnienie trwałości opracowywanych materiałów oraz optymalizacja kosztów ich produkcji. W pruszkowskim laboratorium opracowuje się

także asfalty zapachowe – cytrusowe, truskawkowe, czy różane. Innowacyjne budulce TPA mają w równym stopniu znaczenie estetyczne, co ekonomiczne i ekologiczne. Projekt świecącej nawierzchni powstał już wcześniej, ale jego realizacja była możliwa dopiero dzięki pozyskaniu inwestora. Budowa pod Lidzbarciem Warmińskim została zakończona i stanowi pierwsze tego typu przedsięwzięcie w Polsce. (...) Działanie materiału, z którego powstała ścieżka, związane jest ze zjawiskiem luminescencji. Polega ono na pochłonięciu promieniowania elektromagnetycznego z obszaru widzialnego, ultrafioletu lub podczerwieni. Pochłonięta energia jest następnie emitowana w postaci światła, na ogół o energii mniejszej niż energia światła wzbudzającego. Jest to rozwiązanie nie tylko bezpieczne, ale wręcz poprawiające bezpieczeństwo rowerzystów po zmroku.

## Trwa budowa nowego dworca autobusowego w Piekarach

Iwona Makarska, Dziennik Zachodni, 27.07.2016

W Piekarach Śląskich powstaje nowy dworzec autobusowy. Pasażerowie będą mogli skorzystać z niego już jesienią. Na terenie dworca na os. Wieczorka w Piekarach Śląskich znajdzie się siedem stanowisk postojowych dla autobusów. Budynek dworca ma stanowić bryłę zlokalizowaną pod zadaszeniem. Zaplanowano w nim m.in. poczekalnię z tablicami informacyjnymi, Punkt Obsługi Pasażera, pasażerowie skorzystają z wi-fi i toalety (...).

## Otwarcie drugiego odcinka trasy N-S w Rudzie Śląskiej już 5 sierpnia

Magdalena Mikrut-Majeranek, Dziennik Zachodni, 27.07.2016

Trasa N-S to rudzka inwestycja drogowa numer jeden. Ma połączyć autostradę A4 z DTŚ-ką, a tym samym usprawnić komunikację i rozładować ruch. W piątek 5 sierpnia 2016 roku nastąpi uroczyste otwarcie nowo wybudowanego odcinka trasy N-S (...). Trasa prowadzi od ul. Ks. Niedzieli w Bielszowicach przez ul. Nowobukową aż do ul. Bukowej w Czarnym Lesie. Inwestycja została ukończona 10 miesięcy przed terminem. Było to możliwe dzięki łagodnej ziemi oraz zaangażowaniu wykonawcy inwestycji. Przypomnijmy, że do tej pory ukończono już pierwszy etap trasy, liczący ok. kilometra, który oddano do użytku w styczniu 2014 roku. Wiedzie on od węzła DTŚ do węzła z rudzka ul. 1-go Maja, czyli drogą wojewódzką nr 925 (...).

## Wielkopolska: Rozbudują drogi wojewódzkie

Marcin Idczak, Głos Wielkopolski, 30.07.2016

Przedstawiciele Urzędu Marszałkowskiego oraz Budimexu i i firmy Skanska podpisali umowy o rozbudowie dwóch dróg wojewódzkich. Pierwsza z nich to DW 305, która zostanie zmodernizowana na odcinku od powiatu leszczyńskiego do granicy województwa wielkopolskiego. Koszt to 12,6 miliona złotych z czego ponad 10 mln

pochodzi z unijnego dofinansowania. Roboty powinny zakończyć się za dwa lata. Druga inwestycja polega na rozbudowie DW 306 na odcinku od Buku do skrzyżowania z nowym przebiegiem S5. Prace wyceniono na niemal 20 milionów złotych (w tym 16 milionów jest z UE). Termin realizacji określono na 2019 rok (...).

## Jaworzno: powstaje kolejny odcinek Obwodnicy Północnej

Anna Zielonka, Dziennik Zachodni, 8.08.2016

2,5 kilometra ma mieć kolejny odcinek Obwodnicy Północnej w Jaworznie. Zbuduje go firma Skanska. Fragment planowanej drogi zostanie usytuowany między rondem na ul. Chełmońskiego a ulicą św. Wojciecha. Obwodnica będzie wiodła polami za Chrzastówką (...).

Cała inwestycja ma kosztować ponad 7,8 mln złotych. Oprócz samej jezdni wzdłuż szosy zostanie też zbudowana droga dla rowerów i chodnik. Firma Skanska ma na to czas do końca listopada (...).

## Częstochowa: Nowa droga odciąża ruch w centrum

Bartłomiej Romanek, Dziennik Zachodni, 8.08.2016

Do końca listopada powstanie połączenie ulicy Raclawickiej i Staszica. To najważniejsza inwestycja drogowa w ścisłym centrum miasta. Miejski Zarząd Dróg i Transportu już ogłosił zamówienie na realizację części drogowej przedłużenia ul. Raclawickiej do ul. Staszica. Prace mają zakończyć się jeszcze w tym roku - do 30 listopada. Połączenie ulic Raclawickiej i Staszica od lat budziło wiele emocji i kontrowersji. Z punktu widzenia organizacji ruchu w centrum miasta, stworzenie drogi równoległej do alei NMP ma wielkie znaczenie, bo pozwoli odciążyć reprezentacyjną ulicę Częstochowy (...).

## Przebudowa al. Solidarności w Lublinie. Rosną filary i podpory estakad

JAXA, Kurier Lubelski, 11.08.2016

Jeszcze w tym roku mamy pojechać północną (obecnie rozebraną) jezdnią al. Solidarności. – Do użytku zostanie oddana nowa ul. gen. Ducha, ul. Północna oraz estakady, które powstają w ciągu al. Solidarności – zapowiada Radosław Chełmieniec, dyrektor kontraktu z firmy Skanska, która przebudowuje skrzyżowanie Solidarności, Sikorskiego, gen. Ducha. Od rozpoczęcia inwestycji minęło dokładnie 191 dni. W tym czasie Skanska zużyła do prac 500 ton stali, 9 tys. metrów sześciennych betonu, 15 tys. ton kruszywa i 2 tys. ton asfaltu (...). Zakończenie przebudowy skrzyżowania jest planowane na koniec października 2017 r.

Opracowanie: Krzysztof Gasz, Igor Gisterek, Maciej Kruszyna

# Podtorza wrocławskich torów tramwajowych

## Subgrades of Wrocław tram tracks



**Jacek Makuch**

dr inż.

Politechnika Wrocławska, Wydział  
Budownictwa Lądowego i  
Wodnego; Katedra Mostów i Kolei

jacek.makuch@pwr.edu.pl

**Streszczenie:** W artykule określono przyczyny dużej różnorodności stosowanych rozwiązań konstrukcyjnych podtorzy torów tramwajowych. Zaproponowano definicję pojęcia podtorza toru tramwajowego. Przeanalizowano obowiązujące wymogi dotyczące projektowania podtorzy torów tramwajowych wynikające z przepisów i normatywów. Dokonano przeglądu i porównania rozwiązań konstrukcyjnych stosowanych w przypadku podtorzy nowobudowanych lub modernizowanych torów tramwajowych we Wrocławiu na przestrzeni ostatnich 25 lat. W podsumowaniu przedstawiono pozytywne i negatywne dokonujących się przemian oraz wykazano potrzebę nowelizacji przepisów.

**Słowa kluczowe:** Tor tramwajowy; Podtorze

**Abstract:** In article the reasons of large diversification in tram track subgrade constructional solutions in use were determined. The definition of tram track subgrade was proposed. Obligatory rules of tram track subgrade design were analysed. Review and comparison of tram track subgrade constructional solutions used in Wrocław during last 25 years were made. In summary positives and negatives of taking place transformations were presented and the necessity of obligatory rules revision was demonstrated.

**Keywords:** Tram track; Subgrade

W przypadku infrastruktury linii kolei klasycznej zagadnienia projektowania, budowy i utrzymania podtorza są w naszym kraju dobrze rozpoznane. Zapisy dotyczące podtorza pojawiają się w rozporządzeniach „kolejowych” [1], ponadto PKP posiada własne wielostronicowe instrukcje (kiedyś D-4, obecnie Id-3) poświęcone wyłącznie zagadnieniom podtorza. W przypadku infrastruktury tras tramwajowych sytuacja jest diametralnie odmienna. Wytyczne „tramwajowe” [2] i tramwajowa norma „odbiorowa” [3] zawierają jedynie krótkie zapisy dotyczące nasypów, przekopów, drenaży i warstw filtracyjnych. W efekcie polskie miasta posiadające sieci tramwajowe wypracowały własne, niekiedy odmienne, udoskonalone i sprawdzone przez siebie rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne w tym zakresie.

Inną przyczyną dużego stopnia zróżnicowania podtorzy torów tramwajowych jest to, że o ile na kolei przeważa-

nie stosuje się tory klasyczne (szyny na poprzecznych podkładach i podsypce) będące rozwiązaniami w znacznym stopniu zunifikowanymi, to w tramwajach dużą popularność zdobyły rozwiązania bezpodsypkowe, z całą gamą różnorodnych konstrukcji oferowanych przez szereg firm. Nie bez znaczenia jest również fakt, iż tory tramwajowe występują często jako wbudowane w jezdnię, a przez to posiadają konstrukcję bardziej zbliżoną do rozwiązań stosowanych w drogach kołowych, a nie w kolejach.

Kolejnym powodem różnic występujących w rozwiązaniach podtorzy torów tramwajowych są szeroko pojęte zmiany jakie dokonały się na przestrzeni ostatnich kilkudziesięciu lat:

- w poprzednim systemie gospodarczym stosowano niekiedy rozwiązania charakteryzujące się niskim poziomem trwałości i niezawodności, co leżało w interesie firm wykonujących roboty budowlane, gdyż

dzięki temu udawało się im utrzymać niezmiennie wysoki poziom popytu na oferowane przez siebie usługi - obecnie dzięki wymogom udzielania gwarancji praktyki nie są już spotykane,

- wzrost świadomości ekologicznej - powszechnie już przy okazji inwestycji takich jak budowa lub modernizacja tras transportowych dąży się do ograniczania drgań i hałasu generowanych do otoczenia przez pojazdy.

Nie można również nie wspomnieć o zjawisku jakim okazał się renesans komunikacji tramwajowej na świecie, w efekcie czego do naszego kraju zawitały nowoczesne rozwiązania, stosowane jak dotąd tylko za granicą.

Wymienione powyżej przyczyny spowodowały, że konstrukcje podtorzy tramwajowych na przestrzeni ostatnich kilkudziesięciu lat podlegały nieustannym modyfikacjom.

## Definicja pojęcia „podtorze toru tramwajowego”

Wspomniany w poprzednim rozdziale artykułu niedostatek uregulowań w formie przepisów jak również wykazana różnorodność stosowanych rozwiązań skutkują brakiem definicji pojęcia jakim jest „podtorze toru tramwajowego”.

W niniejszym artykule przyjęto, że terminem tym określać się będzie warstwa konstrukcyjne i elementy znajdujące się poniżej nawierzchni toru, czyli:

- pod warstwą podsypki otaczającej podkłady - w przypadku torów klasycznych,
- pod warstwą podbudowy betonowej - w przypadku torów bezpodsypkowych.

## Wytyczne projektowania i budowy

W wytycznych „tramwajowych” [2] w rozdziale 4.2 części drugiej (poświęconej projektowaniu torów) zaleca się w przypadku nieprzepuszczalnego podłoża (o współczynniku filtracji mniejszym niż 10 m/dobę) projektowanie warstwy filtracyjnej z piasku o grubości co najmniej 10 cm, w pochyleniu poprzecznym od 2% do 3% oraz drenaży podłączonych do sieci kanalizacyjnej albo jeśli tory przebiegają przez tereny pozbawione kanalizacji - do rowów odwadniających i studni chłonnych. W rozdziałach 2.4 i 2.5 części trzeciej (poświęconej budowie torów) podane są tolerancje geometryczne wykonania koryta torowiska, warstwy filtracyjnej i drenaży, określony jest wskaźnik zagęszczenia podłoża (gruntu na dnie koryta) - co najmniej 0,95 zagęszczenia maksymalnego, natomiast w kwestii budowy nasypów i przekopów podane jest odwołanie do wycofanej już normy PN-68/B-06050 (Roboty ziemne budowlane. Wymagania w zakresie wykonywania i badania przy odbiorze).

W tramwajowej normie „odbiorowej” [3] znajdują się podobne sformułowania, momentami bardziej doprecyzowane:

- w przypadku warstwy filtracyjnej mowa jest o piasku gruboziarnistym wg norm PN-B-11112:1996 (Kruszywa mineralne. Kruszywa ła-

mane do nawierzchni drogowych) albo PN-B-11113:1996 (Kruszywa mineralne. Kruszywa naturalne do nawierzchni drogowych. Piasek) - obecnie wycofanych i zastąpionych przez PN-EN 13043:2004 (Kruszywa do mieszanek bitumicznych i powierzchniowych utwaleń stosowanych na drogach, lotniskach i innych powierzchniach przeznaczonych do ruchu),

- w przypadku wskaźnika zagęszczenia - ma być on określony metodą normalną według normy PN-B-04481:1988 (Grunty budowlane. Badania próbek gruntu) - obecnie wycofanej.

## „Opcja zero” - czyli nawierzchnia na podłożu

Najtańszym, ale i najmniej trwałym sposobem budowy i modernizacji torów tramwajowych jest zastosowanie nawierzchni bezpośrednio na podłożu, czyli układanie podsypki (w torach klasycznych) albo podbudowy betonowej (w torach bezpodsypkowych) na dnie wykorytowanego wykopu. Z wiadomych przyczyn rozwiązanie takie było popularne w „czasach pionierskich” - tuż po drugiej wojnie światowej, kiedy to budowano przedłużenia istniejących tras tramwajowych: do Pafawagu (1948), Leśnicy (1949), Oporowa, Kleciny i Parku Pd. (1950).

Niestety po rozwiązaniu takie sięgano także znacznie później, nawet po okresie transformacji ustrojowej, przykładowo:

- remont toru między pętlami „Grabiszyńska-cmentarz” a „Oporów” (1995),
- remont przejazdu drogowego przez tory na pl. Orłąt Lwowskich (1995).

## „Tylko piasek” - czyli podtorze jednowarstwowe bez odwodnienia

Po nieco chaotycznym okresie „pionierskim” nastąpił czas stabilizacji, okres „budowania gospodarki socjalistycznej” sięgający lat 70-tych poprzedniego stulecia. Niemalże wszystkie projekty budowy i modernizacji torów tram-

wajowych we Wrocławiu u schyłku tego okresu opracowywało niejako „z urzędu” jedno z wrocławskich biur projektów - Biproskim. W projektach tych, zarówno pod podsypką (w torach klasycznych) jak i pod podbudową betonową (w torach bezpodsypkowych) pojawiała się jedynie warstwa piasku o grubości 10 cm ułożona poziomo, na dnie wykorytowanego wykopu, bez spadków poprzecznych i jakichkolwiek elementów odwodnienia. W opisach technicznych (niemalże jak mantra) powtarzany był zapis: „ponieważ podłoże pod torowiskiem jest gruntem przepuszczalnym, nie przewiduje się drenażu” [4]. Przykładowe realizacje według tego rozwiązania to:

- Al. Hallera od ul. Powstańców Śl. do ul. Beyzyma (1993),
- ul. Bałtycka (1993),
- ul. Piłsudskiego od pl. Legionów do ul. Świdnickiej (1994),
- pętla Leśnica (1996).

W kilku innych projektach doprecyzowano, iż warstwą w podtorzu ma być piasek gruboziarnisty:

- ul. Legnicka / ul. Niedźwiedzia (1994),
- ul. Jagiełły / ul. Dmowskiego (1995),
- Al. Hallera od ul. Beyzyma do ul. Grabiszyńskiej (1997-98), (fot. 1).

W projekcie modernizacji torów w ul. Powstańców Śl. od ul. Świdnickiej do hotelu Wrocław (1996) zrealizowanym przez inne biuro projektów pojawia się termin ubity piasek.

Schyłek ery opisywanego rozwiązania, to realizacje:

- ul. Kwidzyńska - tory zabudowane na przejazdach poprzecznych (1999-2000),
- ul. Skargi (2001),
- ul. Sienkiewicza i Grunwaldzka (2006-08),

w przypadku których zwiększono grubość warstwy do 15 cm oraz zastosowano piasek stabilizowany cementem o R28 wynoszącym od 1,5 do 2,5 MPa - w pierwszym przypadku, a 1,5 MPa - w dwóch ostatnich.

Jako swego rodzaju nawiązanie do opisywanego rozwiązania można potraktować konstrukcje zastosowane całkiem niedawno:



1. Rozwiązanie typu „tylko piasek”, pod klasyczne tory niezabudowane (Al. Hallera, 1997)

- w 2014 na ul. Krupniczej, gdzie pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano kruszywo naturalne stabilizowane cementem o  $R_m = 2,5$  MPa o grubości 30 cm,
- w 2016 roku na przebudowywanym skrzyżowaniu ul. Dyrekcyjnej i Borowskiej, gdzie pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano kruszywo stabilizowane cementem o  $R_m = 2,5$  MPa o grubości 25 cm (w węźle rozjazdowym) albo dwa razy po 15 cm (w ul. Dyrekcyjnej).

## „Kanapka” - czyli więcej niż jedna warstwa, na razie nadal bez odwodnienia

W 1995 roku podczas przebudowy ul. Ruskiej i Mikołaja, pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano podtorze składające się z kilku warstw:

- tłucznia 31,5/63 o grubości 15 cm,
- piasku (warstwy odcinającej) - dwa razy po 15 cm,
- stabilizacji istniejącego podłoża na głębokość 15 cm.

Co prawda w projekcie pojawiła się adnotacja, że ostatnie 30 cm konstrukcji od spodu należy zastosować jedynie w przypadku złych warunków gruntowych, w rzeczywistości jednak rozwiązaniem tym objęto całość modernizowanych torów. Wymienione warstwy ułożono w pochyleniu poprzecznym 2,75 %, jednakże bez zapewnienia od-

bioru wody z najniższego punktu.

W 1997 roku podczas przebudowy ul. Świdnickiej na odcinku od ul. Piłsudskiego do ul. Podwale pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano poziomo:

- kruszywo łamane o grubości 30 cm,
- piasek (warstwa odsączająca) o grubości 20 cm.

W latach 1998-99 podczas przebudowy ul. Piłsudskiego (od ul. Świdnickiej) i ul. Małachowskiego pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano poziomo:

- pospółkę o grubości 10 cm,
- tłuczeń kamienny 32/65 o grubości 20 cm,
- piasek średnioziarnisty o grubości 15 cm.

W 1999 roku podczas przebudowy ul. Nowy Świat pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano:

- warstwę odsączającą z pospółki o grubości 15 cm,
- warstwę wzmacniającą z gruntu niewysadzinowego o grubości 35 cm.

Podobnie jak w przypadku ul. Ruskiej i Mikołaja powyższe warstwy wykonano ze spadkiem poprzecznym (tu akurat 2 %), ale bez zapewnienia odbioru wody z najniższych punktów.

Niemalże analogiczne rozwiązanie powtórzono w latach 2002-03 podczas przebudowy ul. Wyszyńskiego, z tą tylko różnicą, że grubość warstwy gruntu niewysadzinowego zmniejszono do 25 cm.

Wracając do roku 1999 - podczas

przebudowy ul. Kołłątaja na długości odcinka o dobrych warunkach gruntowych, pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano poziomo:

- kliniec o grubości 20 cm,
- pospółkę o grubości 15 cm.

W latach 1999-2000 podczas modernizacji pętli Kowale pod podsypką tłuczniovą torów tramwajowych o klasycznej konstrukcji zastosowano poziomo:

- kliniec 5/25 kl.II gat.1 o grubości tylko 5 cm (warstwa klinująca),
- piasek gruboziarnisty o grubości 20 cm.

## „Kanapka” jak poprzednio, ale z odwodnieniem

W latach 1994 - 95 podczas przebudowy ul. Grabiszyńskiej na odcinku od pl. Srebrnego do Straży Pożarnej pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano podtorze z drenażem, składające się z warstw:

- pospółki o grubości 10 cm,
- tłucznia 32/65 o grubości 20 cm,
- piasku średnioziarnistego o grubości od 15 cm, z pochyleniem dna 4 % do osi międzytorza, gdzie umieszczono dren o średnicy 100 mm, w zasypce z tłucznia 32/65.

Podobne rozwiązanie zastosowano w 1998 roku podczas modernizacji linii tramwajowej wzdłuż ul. Lotniczej pomiędzy domem handlowym „Astra” a ul. Metalowców (fot.2).

W latach 2010 - 12 podczas budowy odcinków linii „tramwaju plus” na Kozanów i do stadionu EURO 2012 pod podbudową torów tramwajowych w postaci rusztu z betonu zbrojonego zastosowano:

- kliniec 4/31,5 z cementem (warstwa stabilizująca) o grubości tylko 6 cm,
- kliniec 4/31,5 o grubości od 17,5 do 32,5 cm, z pochyleniem dna 4 % albo 5,3 % do osi międzytorza, gdzie umieszczono dren w postaci rury perforowanej o średnicy 100 mm, w zasypce żwirowej, a pod nim:

- o piasek o grubości 5 cm - w przypadku podłoża nie wymagającego



2. Rozwiązanie typu „kanapka” z odwodnieniem, pod klasyczne tory niezabudowane (ul. Lotnicza, 1998)

wzmocnienia,

- o stabilizację chemiczną podłoża na głębokość 15 albo 30 cm - w miejscach niewystarczającej nośności podłoża.

W projekcie realizacyjnym podano, że według deklaracji wykonawcy uzyskane zostaną następujące wartości wtórnego modułu odkształcenia:

- 180 MPa - na warstwie kłińca,
- 120 MPa - na warstwie piasku albo stabilizowanego podłoża.

## „Kanapka” z geosyntetykiem, z odwodnieniem lub bez

W 1996 roku podczas przebudowy ul. Powstańców Śl. od hotelu Wrocław do Al. Hallera pod podsypką tłuczniową torów tramwajowych o klasycznej konstrukcji zastosowano:

- warstwę żwiru o grubości od 25 cm, z pochyleniem dna 4 % do osi międzytorza, gdzie umieszczono



3. Rozwiązanie typu „kanapka” z geosyntetykiem bez odwodnienia, pod tory zabudowane (ul. Kołłątaja, 1999)

- dren o średnicy 150 mm, w zasypce żwirowej,
- geowłókninę,
- stabilizację istniejącego podłoża starym tłuczniem na głębokość 20 cm.

Trzy lata później, w 1999 roku podczas przebudowy dwutorowej linii tramwajowej o klasycznej konstrukcji w ul. Różyckiego i Paderewskiego, na dnie wykorytowanego wykopu również umieszczono geowłókninę, nad nią zaś tylko warstwę piasku o grubości 10 cm, co stanowiło swoisty powrót do jednego z wcześniej opisanych rozwiązań („tylko piasek”). Wzdłuż ul. Różyckiego dno wykopu wykonano nietypowo - w jednostronnym spadku do drenażu umieszczonego niesymetrycznie po północnej stronie torowiska, natomiast wzdłuż ul. Paderewskiego typowo - w dwustronnych spadkach do drenażu w osi międzytorza.

Również w roku 1999, podczas opisywanej dwa rozdziały wcześniej przebudowy ul. Kołłątaja (fot.3), ale tym razem na długości odcinka o złych warunkach gruntowych, pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano poziomo:

- kliniec o grubości 20 cm, o wtórnym module odkształcenia E2 (mierzonym na jego powierzchni) wynoszącym 120 MPa,
- pospółkę o grubości 15 cm,
- geowłókninę otuloną od góry i dołu warstwami piasku o grubości 5 cm.

Dodatkowo, w miejscach najgorszych warunków gruntowych (wymagających wymiany piasków gliniastych w stanie plastycznym), pod geowłókniną zastosowano:

- piasek różnoziarnisty o grubości 15 cm,
- stabilizację wapnem podłoża do głębokości 20 cm.

Po bardzo podobne rozwiązanie sięgnięto w 2005 roku podczas modernizacji ul. Sienkiewicza na odcinku od ul. Ukrytej do ul. Suchardy również z tramwajowymi torami zabudowanymi. Różnice polegały na tym, że warstwa kłińca miała nieco mniejszą grubość wynoszącą 15 cm, zamiast geowłókniny zastosowano geotkaninę, natomiast

w miejscach najgorszych warunków gruntowych (namuły gliniaste w stanie plastycznym) przewidziano dodatkowo na samym spodzie warstwę wzmacniającą z gruntu niewysadzinowego CBR > 20 % o grubości 30 cm.

Z kolei w latach 2006-07 podczas przebudowy pl. Powstańców Wlkp., w torach zabudowanych zastosowano kolejną modyfikację opisywanego rozwiązania - powrócono do większej grubości warstwy kłińca wynoszącej 20 cm, za to zrezygnowano zupełnie z warstwy pospółki i dodatkowego wzmacniania w miejscach najgorszych warunków gruntowych - gdyż takie nie występowały.

W latach 1999-2000 podczas modernizacji linii tramwajowej wzdłuż ul. Toruńskiej i Kwidzyńskiej (fot.4) pod podsypką tłuczniovą torów tramwajowych o klasycznej konstrukcji zastosowano:

- warstwę kłińca 5/25 kl.II gat.1 o grubości tylko 5 cm (warstwa klinująca),
- warstwę piasku gruboziarnistego o grubości od 10 cm, z pochyleniem dna 4 % do osi międzytorza (niesymetrycznie - ze względu na fundamenty słupów trakcyjnych), gdzie umieszczono dren w zasypce piaskowej,
- geowłókninę o włóknach ciągłych i wytrzymałości na rozciąganie  $\geq 9,5$  kN/m.

W 2000 roku podczas przebudowy ul. Grabiszyńskiej przy pl. Pereca, pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano:

- kliniec o grubości 20 cm,
- pospółkę o grubości od 20 cm, z pochyleniem dna 4 % do osi międzytorza, gdzie umieszczono dren o średnicy 100 mm w zasypce filtracyjnej,
- geowłókninę otuloną od góry i dołu warstwami piasku o grubości 5 cm.

Konstrukcja ta była modyfikacją opisanego już rozwiązania (Kołtąta - dla złych warunków gruntowych) polegającą na zastosowaniu spadków dna koryta i dodaniu drenażu.

W 2003 roku podczas przebudowy dwutorowej linii tramwajowej w ul. Oławskiej od pl. Dominikańskiego do



4. Rozwiązanie typu „kanapka” z geosyntetykiem i odwodnieniem, pod klasyczne tory niezabudowane (ul. Kwidzyńska 2000)

ul. Krasieńskiego pod podsypką tłuczniovą torów tramwajowych o klasycznej konstrukcji zastosowano:

- kliniec 4/31,5 o grubości 20 cm,
- pospółkę o grubości od 15 cm, z pochyleniem dna 4 % na zewnątrz torów, gdzie umieszczono drenaż o średnicy 100 mm z polietylenu twardego, w zasypce z kłińca, na podsypce piaskowej zagęszczonej o grubości 5 cm,
- geowłókninę polimerową igłowaną o wytrzymałości na rozciąganie > 46 kN/m.

W 2004 roku podczas modernizacji linii tramwajowej w ul. Osobowickiej na odcinku przebiegającym pod nowo-budowanym mostem Milenijnym, pod podsypką tłuczniovą torów tramwajowych o klasycznej konstrukcji zastosowano:

- kliniec 4/31,5 o grubości od 15 cm do 30 cm, z pochyleniem dna 4 % albo 5,1 % do osi międzytorza (niesymetrycznie - ze względu na fundamenty słupów trakcyjnych), gdzie umieszczono drenaż o średnicy 100 mm z rur perforowanych PCV, w zasypce filtracyjnej,
- geowłókninę otuloną od góry i dołu warstwami piasku o grubości 5 cm,
- w miejscach niewystarczającej nośności podłoża - dodatkowo wymiana gruntu albo stabilizacja chemiczna do głębokości 30 cm.

Analogiczne rozwiązanie - zarówno w torach klasycznych, jak i z podbudową

betonową (na poprzecznych przejazdach drogowych) zastosowano:

- w 2006 roku podczas przebudowy linii tramwajowej w ul. Żmigrodzkiej, tyle tylko że bez dodatkowej wymiany albo stabilizacji gruntu,
- w 2008 roku podczas przebudowy linii tramwajowej w ul. Lotniczej na odcinku od ul. Metalowców do pętli Pilczyce, wraz z tą pętlą.

Analogiczny typ rozwiązania przewidziano również w projekcie dla nowo-budowanych odcinków linii „tramwaju plus” na Kozanów i do stadionu EURO 2012. Jedynymi różnicami były:

- większa o 5 cm grubość warstwy kłińca, czyli od 20 do 35 cm,
- wymiana albo stabilizacja gruntu w jednej albo dwóch warstwach (15 albo 30 cm).

Ostatecznie do realizacji skierowano nieco zmodyfikowany wariant tej konstrukcji (bez geowłókniny), co opisano w poprzednim rozdziale.

## „Kanapka” z niesortem jako warstwą szczelną, z odwodnieniem lub bez

W latach 2008-09, podczas przebudowy ul. Grabiszyńskiej na odcinku od pl. Srebrnego do kościoła Św. Elżbiety, pod podbudową betonową tramwajowych torów zabudowanych zastosowano poziomo:

- kruszywo kamienne łamane o ciągłym uziarnieniu 0/63 (czyli niesort) o grubości 20 cm,
- geotkaninę,



5. Rozwiązanie typu „kanapka” z niesortem jako warstwą szczelną i drenażem w międzytorzu, pod klasyczne tory niezabudowane (ul. Grabiszyńska 2015)

- grunt stabilizowany spoiwem hydraulicznym - dwa razy po 15 cm.

W latach 2014-15 podczas przebudowy dwutorowej linii tramwajowej między pętlami „Grabiszyńska-cmentarz” a „Oporów” (fot.5) pod podsypką tłuczniową torów tramwajowych o klasycznej konstrukcji zastosowano:

- warstwę niesortu 0/31,5 o grubości 20 cm, w pochyleniu 3 % do osi międzytorza, gdzie umieszczono dren o średnicy 130 mm z rur PEHD dwuściennych, karbowanych, perforowanych (górną połowę przekroju) w otulinie z geowłókniny, w zasypce ze żwiru 5/10, na geotkaninie i podsypce piaskowej o grubości 5 cm,
- geotkaninę separacyjną o wytrzymałości na rozciąganie co najmniej 40 kN/m, a pod nią:
  - o piasek o grubości 5 cm - w przypadku podłoża nie wymagającego wzmocnienia (G1),
  - o warstwę gruntu stabilizowanego o wytrzymałości 2,5 MPa i grubości 15 cm - w miejscach niewystarczającej nośności podłoża (G3).

Na długości drenażu co około 50 m zastosowano studzienki PCV o średnicy 315 mm z włazem, teleskopem i dnem.

Analogiczne rozwiązania w 2015 roku zastosowano podczas przebudowy pętli tramwajowej Oporów, z tą tylko różnicą, że w przypadku pojedynczych torów drenaże umieszczono w ich osi.

## Przekopy i nasypy, korytka ściekowe

Z uwagi na fakt, iż przeważająca większość wrocławskich torowisk prowadzona jest w poziomie istniejących ulic, dlatego ich podtorza głównie przebiegają w przekopie. Nie jest to jednak klasyczny przypadek przekopu (z rowami i skarpami), gdyż niweleta główki szyny pozostaje w poziomie terenu. Głębokość korytowania wynika z całkowitej wysokości zastosowanej konstrukcji i waha się od około 60 cm w przypadku rozwiązań jednowarstwowych („tylko piasek”) do nawet 120 cm - w przypadku rozwiązań wielowarstwowych („kanapka”).

Klasyczne przekopy - z obniżeniem niwelety torów tramwajowych poniżej przylegającego terenu stosowane są rzadko. Na przestrzeni ostatnich 25 lat po rozwiązaniu takie sięgnięto jedynie:

- w 2008 roku podczas przebudowy ul. Lotniczej przed pętlą Pilczyce (nowe tory tramwajowe przeprowadzono bezkolizyjnie pod estakadą drogową prowadzącą ruch kołowy w kierunku centrum),
- w latach 2011-12 podczas budowy trasy „tramwaju plus” na Kozanowie między ulicami Gwarecką i Nadrzeczną (za „białym” kościołem).

W obu wymienionych powyżej przypadkach, z uwagi na brak przestrzeni w przekroju poprzecznym, zamiast klasycznych rowów bocznych zastosowano żelbetowe korytka ściekowe.

Nasypy - z wyniesieniem niwelety

torów tramwajowych powyżej przylegającego terenu również stosowane są rzadko. W analizowanym okresie, po rozwiązania takie sięgnięto również tylko w kilku przypadkach:

- w 1996 roku podczas przebudowy pętli Leśnica (nowa pętla zlokalizowana została częściowo w innym miejscu, w obniżeniu terenu),
- w 2011 roku podczas budowy zintegrowanego węzła przesiadkowego „PKP Stadion” w ciągu ulic Lotniczej i Kosmonautów (dojazdy na wiadukt kolejowy poprowadzono częściowo innym przebiegiem),
- w latach 2011-12 podczas budowy nowej krańcówki trasy „tramwaju plus” na ul. Gwareckiej (w miejscu ogródków działkowych, w obniżeniu terenu) oraz dojazdów do nowego mostu tramwajowego nad rzeką Ślężą w ciągu ul. Pilczyckiej (zmiana wymogów dotyczących migracji zwierząt - wyższa skrajnia).

## Elementy ochrony przed propagacją drgań

Wibroizolatory w torach tramwajowych występują głównie w nawierzchni, choć jedna z ich możliwych postaci - maty wibroizolacyjne, mogą występować na styku nawierzchni i podtorza. We Wrocławiu rozwiązanie takie zastosowano:

- w 2005 roku na skrzyżowaniach ul. Sienkiewicza i Wyszyńskiego oraz Sienkiewicza i Piastowskiej,
- w 2007 roku na pl. Powstańców Wlkp.,
- w 2014 roku na ul. Curie-Skłodowskiej, Krupniczej i Nowowiejskiej.

Inną formą ochrony przed propagacją drgań jest stosowanie po bokach nawierzchni i podtorza żelbetowych elementów ekranujących o kształcie litery „L” albo odwróconego „T” (Warszawa, Katowice, Praga). Niestety we Wrocławiu jak dotąd nie skorzystano z takiego rozwiązania.

## Podsumowanie

Analizując modyfikacje, jakim na przestrzeni ostatnich 25 lat podlegały przedstawione w artykule rozwiązania konstrukcyjne podtorzy wrocławskich

torów tramwajowych, można zauważyć następujące słuszne tendencje:

- zwiększanie liczby warstw podtorza, a w efekcie obniżanie rzędnej dna robót ziemnych,
- rezygnacja z piasku na rzecz kruszyw o większych ziarnach: niesortu, kłińca, pospółki,
- coraz szersze stosowanie odwodnień (również w torach zabudowanych), geosyntetyków (filtracja, separacja, wzmocnienie), stabilizacji podłoża i elementów ochrony przed propagacją drgań.

Niestety dają się zauważyć również pewne błędy w projektowaniu:

- stosowanie pochyleń spodów warstw - ale bez odbioru wody,
- warstwy filtracyjne z niesortu,
- stosowanie geotkanin (separacja) pod niesortem,
- stosowanie geowłóknin (filtracja) bez spadku i odbioru wody.

Dość kłopotliwą praktyką jest używanie w projektach i na budowach różnych

miar zagęszczenia podłoża i wbudowanych warstw:

- wtórnego modułu odkształcenia (E2),
- kalifornijskiego wskaźnika nośności CBR,
- wskaźnika zagęszczenia według wycofanej normy PN-B-04481:1988,
- grup nośności podłoża (G1 - G4) według załącznika 4 rozporządzenia „drogowego” [5].

Kolejnym utrudnieniem zarówno dla projektantów jak i pracowników budowlanych, utrzymaniowych oraz instytucji zarządzających infrastrukturą są stare, nieaktualne i niespójne przepisy, wytyczne i dokumenty normatywne.

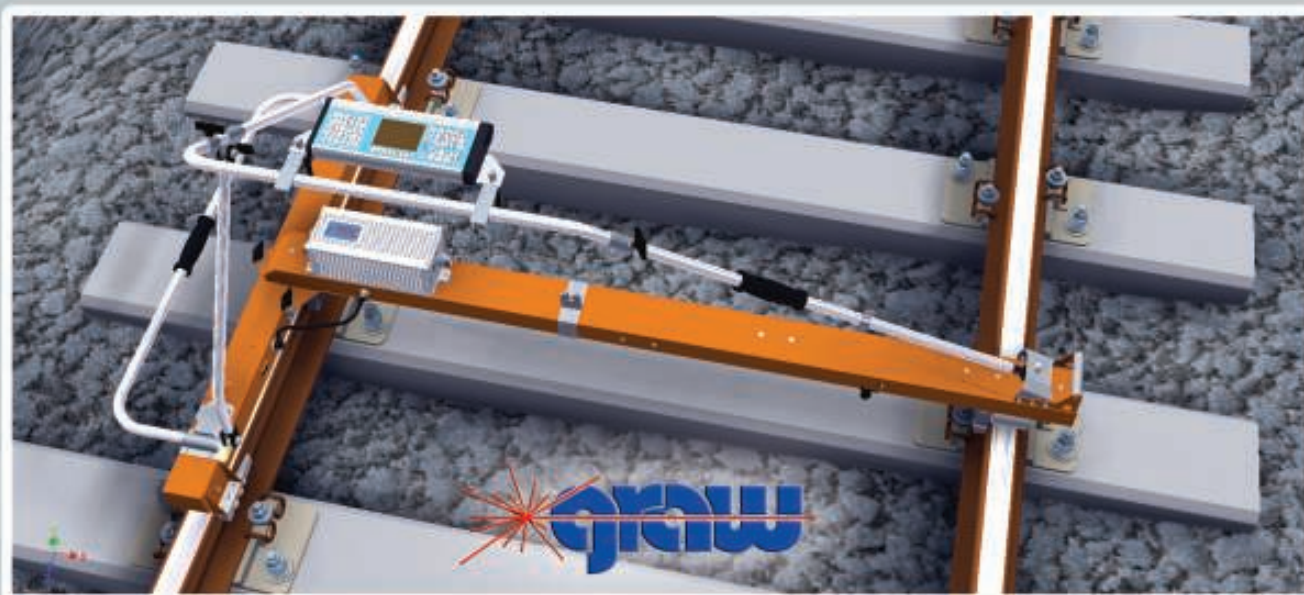
Podnoszona od wielu lat potrzeba opracowania nowych wytycznych projektowania, budowy i utrzymania torów tramwajowych powinna w znacznie szerszym zakresie uwzględniać zagadnienia podtorzowe, niż to jest w „starych” wytycznych [1]. ◀

## Materiały źródłowe

- [1] Warunki techniczne jakim powinny odpowiadać budowlom kolejowym i ich usytuowanie, DzU RP Nr 151 z 15.12.1998, pozycja 987; DzU RP z 30.06.2014, pozycja 867.
- [2] Wytyczne techniczne projektowania, budowy i utrzymania torów tramwajowych, MAGTiOŚ 1983.
- [3] PN-K-92011: 1998 Torowiska tramwajowe. Wymagania i badania.
- [4] Projekt Techniczny trasy NII od ul. Długiej do Drobnera, BIPROSKIM, Wrocław lipiec 1981.
- [5] Warunki techniczne jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, DzU RP Nr 43 z 14.05.1999, pozycja 430.

REKLAMA

## TOROMIERZ INERCYJNY iTEC Dokładny pomiar strzałek



[www.graw.com](http://www.graw.com)

# Ochrona podtorza w warunkach intensywnej zabudowy

## Subgrade protection in urban environment



**Igor Gisterek**

dr inż.

Politechnika Wrocławska, Katedra Mostów i Kolei

igor.gisterek@pwr.edu.pl

**Streszczenie:** W artykule opisano zagadnienia ochrony podtorza w warunkach ograniczonej przestrzeni śródmiejskiej. Poruszono wybrane zagadnienia rozwoju miejskiego transportu szynowego. Opisano ogólne założenia ochrony antywibracyjnej. Krótko porównano nawierzchnie podsypkowe i bezpodsypkowe w zakresie emisji drgań. Przytoczono przykład realizacyjny z Bochum – Langendreer. Całość zakończono podsumowaniem i wnioskami.

**Słowa kluczowe:** *Wibroizolacja; Nawierzchnia bezpodsypkowa; Szynowy transport miejski*

**Abstract:** The paper deals with protection of subgrade in densely built areas. Chosen aspects of urban rail transport were described. General principles of vibration protection were highlighted. Short comparison on vibration properties of ballasted and slab track was presented. An example from Bochum – Langendreer was described. The paper ends with final conclusions and summary.

**Keywords:** *Vibroinsulation; Slab track; Urban rail transport*

Obserwowany obecnie trend rozbudowy połączeń komunikacyjnych dotyczy głównie terenów intensywnie zurbanizowanych. Ze względu na upadek planowania przestrzennego, niekontrolowane rozlewanie się zabudowy na tereny peryferyjne i podmiejskie oraz wieloletnie zaległości inwestycyjne, nowe trasy transportu zbiorowego powstają najczęściej jako przedłużenia linii istniejących. Występują również przypadki przełożenia istniejących tras ze względu na powstanie bardziej intensywnej zabudowy poza zasięgiem atrakcyjności od trasy istniejącej.

W wielu miejscach obserwuje się brak zachowania wystarczających rezerw terenowych dla potrzeb korytarza komunikacyjnego, co powoduje znaczne zbliżenie torowiska lub jezdnii do istniejącej zabudowy.

Poza specjalnymi konstrukcjami nawierzchni, w takich lokalizacjach konieczne jest stosowanie odpowiednich środków ochrony podłoża, aby zminimalizować negatywny

wpływ nowej trasy w postaci drgań i hałasu na otoczenie.

### Środki ochrony przed drganiami

Do podstawowych środków ochrony w transporcie szynowym należą różnego rodzaju elementy o charakterystyce sprężysto – tłumiącej. Dłuższą tradycję mają elementy dedykowane konwencjonalnej nawierzchni podsypkowej, gdzie np. podszytowe przekładki topolowe były stosowane przez wiele dziesięcioleci, aż do rozpowszechnienia się tworzyw sztucznych o odpowiednio wysokich parametrach. Pomimo nieustannego rozwoju, nawierzchnia klasyczna napotyka na znaczne ograniczenia, które zmniejszają jej przydatność w zastosowaniach ekstremalnych, jak koleje dużych prędkości, koleje o bardzo dużych naciskach osiowych czy szynowy transport miejski. Ponieważ za większość wad takiego toru odpowiada warstwa tłuczni [9], od połowy XX wieku trwają intensywne

prace badawcze – rozwojowe nad nawierzchniami bezpodsypkowymi. Stosunkowo szybko okazało się, że i te systemy nie są pozbawione wad, między innymi dlatego, że wymagają bardzo wysokiej jakości wykonawczej, mają małą możliwość regulacji, a przede wszystkim charakteryzują się większą niż w nawierzchni klasycznej emisją drgań i hałasu. Wynika to z zastąpienia stosunkowo dobrze tłumiącej drgania podsypki tłuczniowej warstwą betonu. Dlatego też konieczne jest uzupełnianie nawierzchni bezpodsypkowych o co najmniej jeden rodzaj elementów wibroizolacyjnych, obecnie wytwarzanych z tworzyw sztucznych o odpowiednio dobranej charakterystyce materiałowej [1]. Należą do nich maty podtorowe, sprężyste podpory podkładów i przekładki podpodkładowe (elementy umieszczone między płytą przytwierdzenia, zasadniczo podkładką żebrową, a podkładem lub betonową płytą nawierzchni), jednak ich stosowanie w nowych projektach i realizacjach

nie jest jeszcze powszechne. Wiedza o stosowaniu takich środków w środowisku branżowym jest ciągle wyrywkowa i fragmentaryczna. Nieco lepszym podejściem jest stosowanie kompletnych rozwiązań systemowych, jednak i one charakteryzują się pewną zmiennością wynikającą z dostosowania do rozmaitych warunków. Tymczasem dla skutecznej pracy nawierzchni i podtorza kluczowy jest trafny, oparty na inżynierskich przesłankach, dobór odpowiednich produktów o wskazanych charakterystykach. Zaniedbanie podstawowych wymagań w tym zakresie może doprowadzić wręcz do pogorszenia wpływu toru na otoczenie w stosunku do konstrukcji eksploatowanej w tym samym miejscu przed remontem. Należy jednocześnie podkreślić, że dzięki zastosowaniu środków ochrony wibroakustycznej w konstrukcji nawierzchni szynowej redukcji ulegają drgania i hałas wtórny, co ma związek z utrudnieniem transmisji poprzez wprowadzenie elementów dyssypujących energię w pobliżu źródła emisji [2]. Jednocześnie wpływ takich środków na poziom hałasu pierwotnego pozostaje praktycznie niezauważalny, a pojęcia te niejednokrotnie są mylone, jak w [5]. Istotne zagrożenie kryje się w nieumiejętnym doborze technik wibroizolacji, ponieważ nadmierne podbicie pasm tercjowych najniższych częstości (około 5Hz) może doprowadzić do powstania zjawiska rezonansu z elementami jak ściany czy stropy budowli przyległych do torów i w wyniku tego spowodować przekroczenia wartości zapisanych w normach [6] i [7], a w skrajnych przypadkach pogorszyć sytuację w stosunku do tej przed remontem.

## Przykład – Bochum Langendreer

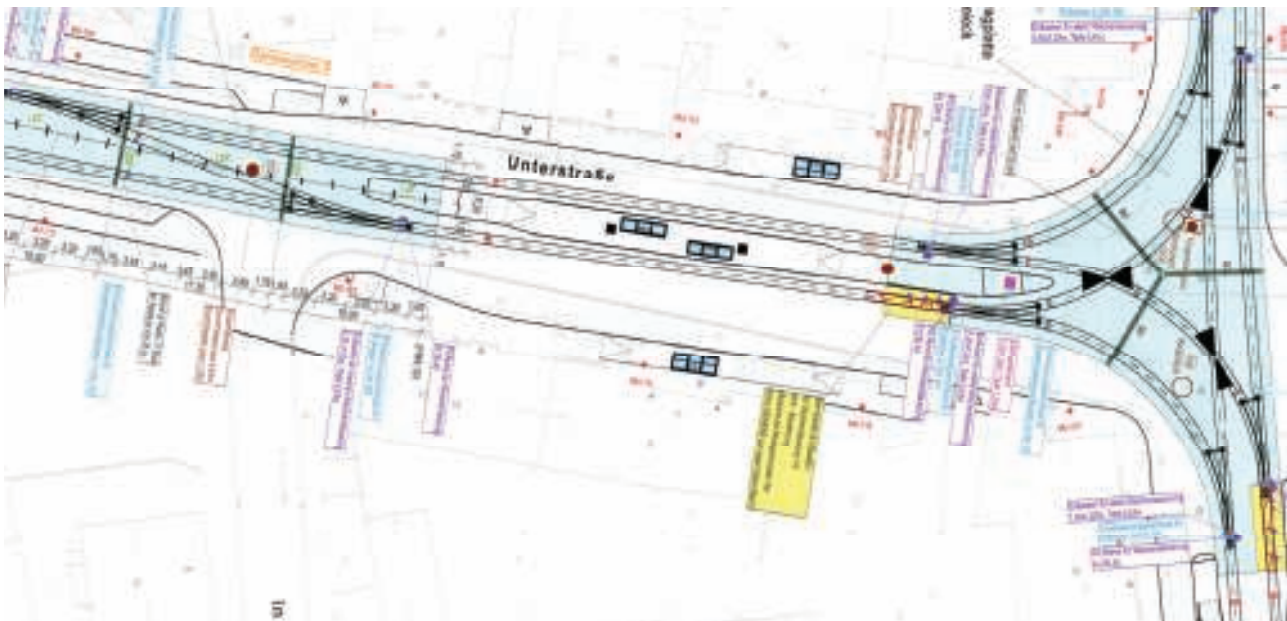
Linia tramwajowa 310 łączy położone w Zagłębiu Ruhry osiedla Höntrop i Witten, przebiegając w zasadzie równoleżnikowo. W latach 2009 – 2011 w celu lepszego powiązania poszczególnych elementów sieci transportowej regionu zdecydowano się na

częściową zmianę przebiegu tej linii. Obecnie od przystanku Unterstrasse na skrzyżowaniu ulic Unterstrasse i Universitätstrasse do przystanku Crengeldanz na obrzeżach Witten torry przebiegają głównie wzdłuż korytarza autostrady A44, stanowiącej jednocześnie skraj zabudowy. W wyniku wprowadzonych zmian na trasie pojawi się siedem nowych przystanków, a jej przebieg zostanie znacznie wydłużony w celu obsługi całego miasta Langendreer wzdłuż ulic Unterstrasse i Hauptstrasse. Decyzję taką podjęto z powodu spodziewanych znacznych potoków pasażerskich – mimo umiarkowanej liczby mieszkańców Langendreer wynoszącej około 25 tys., parametrem decydującym o przełożeniu trasy jest stosunkowo wysoka gęstość zaludnienia (2101 osób/km<sup>2</sup>), porównywalna np. z wrocławską (2160 osób/km<sup>2</sup>). Co istotne z punktu widzenia pewności prowadzenia ruchu, odcinek zasadniczo jednotorowy z krótką mijanką na wiadukcie nad autostradą zostanie zastąpiony trasą w pełni dwutorową. Elementem szczególnym, rzadko spotykanym w ciągu tras tramwajowych czy lekkich kolei, będzie obsługa pośredniej krańcówki położonej przy stacji kolejowej Bochum – Langendreer dla lepszego powiązania tramwaju i szybkiej kolei miejskiej (S-Bahn). Przejazd przez ten przystanek jest związany ze zmianą czoła pojazdu. Analiza tego rozwiązania prowadzi do wniosku, że uzasadnione jest wydłużanie tras dla obsługi znacznych generatorów ruchu, co znajduje liczne potwierdzenie np. w [3].

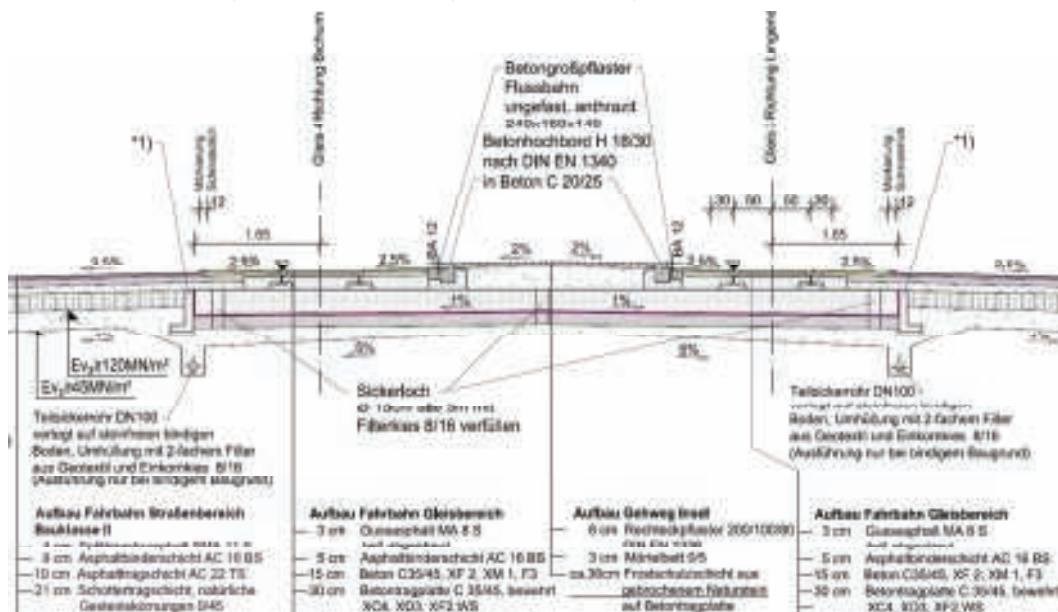
Dla powiązania odnogi trasy prowadzącej w kierunku północnym w stronę dworca Bochum – Langendreer z podstawowym przebiegiem trasy, zakręcającym z równoleżnikowej Unterstrasse w południkowo położoną Hauptstrasse, konieczne było skonstruowanie węzła rozjazdowego. Zdecydowano się na typowy dwutorowy układ w kształcie litery T, z dodatkowym połączeniem torowym (tzw. przejście półtrapezowe) poza peronami w obrębie Unterstrasse. W węźle ulokowano dwa zespoły

przystanków; w ciągu Unterstrasse znajduje się przystanek tramwajowy wyspowy oraz położone równolegle z nim dwa przystanki autobusowe wyodrębnione w chodnikach, natomiast w Hauptstrasse zlokalizowano zewnętrznie do torów dwa przystanki w postaci wysp jednokrawędziowych.

Ze względu na znaczne zbliżenie zabudowy do torów, miejscami nie przekraczające 4m, oraz charakter tej zabudowy (budynki mieszkalne i usługowe) konieczne było osiągnięcie niskiego oddziaływania na otoczenie. Obiektem szczególnej troski był dom o konstrukcji szachulcowej z roku 1812, położony najbliżej skrzyżowania. Według założeń opisanych w pracy [4], wpływ drgań na budynki oraz na ludzi w budynkach przy tak małych odległościach jest bardzo duży. Ocenia się, że dla ruchu pasażerskiego granice strefy oddziaływań rozciągają się na 35m w przypadku budynków i 65m uwzględniając ich odczuwalność przez człowieka, natomiast dla ruchu towarowego i mieszanego dystans ten wynosi odpowiednio 45 i 80m. Ze względu na minimalną odległość od budynków i związane z tym prognozowane znaczne oddziaływania, przeprowadzono bardzo szczegółową analizę [8], gdzie określone zostały podstawowe parametry jak pożądana grubość maty, jej sztywność statyczna oraz dynamiczna. Biorąc pod uwagę małą szerokość przekroju ulicznego, oczywista stała się konieczność umieszczenia wszystkich mediów, łącznie z kanalizacją grawitacyjną, pod płytą nośną systemu masowo – sprężystego. Ponieważ istniało ryzyko powstania uszkodzeń poszczególnych przewodów i przyłączy, zdecydowano się na zwiększenie grubości warstw podbudowy wykonanych z kruszyw przy jednoczesnym wydajnym drenażu w postaci 2 – 4 ciągów, zależnie od miejsca. Rozwiązaniami alternatywnymi mogły być w tym przypadku: system masowo – sprężysty podparty powierzchniowo, na podporach pasmowych, na podporach punktowych elastomerowych,



1. Fragment planu układu torowego z zaznaczeniem obszaru zastosowania systemu masowo-sprężystego (kolor błękitny). ioproplan, Bogestra 2013



2. Fragment przekroju poprzecznego ulicy Unterstrasse z pokazaniem systemu masowo-sprężystego. ioproplan, Bogestra 2013

na podporach punktowych stalowych oraz kombinowany, tj. na podporach stalowo - elastomerowych. Ze względu na fakt występowania licznych instalacji podziemnych zdecydowano się zastosować rozwiązanie o jak najmniejszej grubości konstrukcyjnej.

## Zastosowany system masowo - sprężysty

W związku z ustaleniami zawartymi w pracy [8] obydwa obszary kluczowe, tj. węzeł rozjazdowy i półtrapez z ich zwrotnicami i krzyżownicami zdecydowano się wykonać w postaci lekkiego systemu masowo - spręży-

stego podpartego powierzchniowo. Płyty węzła oraz półtrapezu podzielono na trzy części, przy czym w węźle segmenty przyjęły kształt zbliżony do deltoidów spotykających się wierzchołkami, zaś w półtrapezie - prostokątów ułożonych szeregowo. Zostały one połączone ze sobą trzpieniami dylatacyjnymi w rozstawie 25 cm, co pokazano na ilustracji 1. W wybranych miejscach zastosowano również pełne otulenie szyn oraz poprzeczki torowych elementów elastycznymi w skład którego wchodzi otworowane profile gumowe.

Na podłożu betonowym oraz ściankach bocznych ułożono maty wi-

broizolacyjne, które posłużyły jednocześnie jako szalunek tracony do wykonania płyty nośnej torowiska (rys. 2). Zdecydowano się na dobór maty profilowanej USM 2020, która wymaga układania na równym i nośnym podłożu, ale dzięki rozmieszczonym regularnie na dolnej powierzchni elastycznym stożkom w pełni przewidywalny i liniowy sposób reaguje na zmianę obciążenia. Mniejsze elementy jak studnie obłożono matą dwustronnie gładką, wykonaną z granulatu gumowego. Dla uniknięcia dużej ilości docięć, matę układano z rolki podłużnie do przebiegu przyszłych torów (rys. 3, 4). Ponieważ na jednej krawędzi maty występu-



3. Widok ogólny montażu systemu masowo – sprężystego: etap rozkładania poziomych mat wibroizolacyjnych na przygotowanym podłożu. fot. Calenberg Ingenieure



4. Widok ogólny montażu systemu masowo – sprężystego: etap rozkładania pionowych mat wibroizolacyjnych oraz profili łączących. fot. Calenberg Ingenieure

je mankiet ochronny o szerokości 10 cm, nie było potrzeby układania na górnej powierzchni wibroizolacji dodatkowej geowłókniny zabezpieczającej. Dla ochrony przed przenikaniem mieszanki betonowej pomiędzy stożki, mankiet przymocowywano zszywaczem budowlanym do przyległej powierzchni. Prace budowlane zakończono w sierpniu 2015.

Dzięki zastosowaniu stosunkowo płytkiego systemu nie tylko uniknięto głębokiej ingerencji w instalacje podziemne. Ponieważ konstrukcja masowo – sprężysta została podparta powierzchniowo i posadowiona na jednolitej, nośnej warstwie betonu, w ten sposób zminimalizowano i wyrównano naciski na podłoże grunto-we pod konstrukcją toru i jezdni. W związku z tym podczas eksploatacji toru należy oczekiwać małych i rów-

nomiernych osiadań konstrukcji. Należy jednak zauważyć, że mimo powyższych zalet sam rozmiar całej płyty nośnej w powiązaniu z jej monolitycznym charakterem powoduje znaczne utrudnienia przy dostępie do instalacji podziemnych w razie konieczności ich wymiany lub naprawy.

## Podsumowanie

W najbliższych latach polskie miasta będą prowadzić intensywne remonty i przebudowy infrastruktury transportu kolejowego i tramwajowego. W obydwu przypadkach liczne są lokalizacje, w których oddziaływania generowane w torze w znaczny sposób przekraczają dopuszczalne wymogi normowe. Samo zapisanie w projekcie konieczności wykonania zabezpieczeń wibroakustycznych nie

stanowi jeszcze rozwiązania problemu. Niebezpieczne jest również bezrefleksyjne przenoszenie na polski rynek rozwiązań stosowanych w krajach zachodnich, czy też kopiowanie projektów i wymogów odnośnie wibroizolacji dla różnych zadań inwestycyjnych. Istotny jest bowiem skuteczny, oparty na inżynierskich przesłankach i obliczeniach, a w trudniejszych przypadkach na modelowaniu komputerowym, dobór odpowiednich systemów, które zagwarantują odpowiednio duże obniżenie poziomu oddziaływań we wszystkich pasmach tercjowych. Dopiero takie rozwiązanie będzie oznaczać poprawę komfortu mieszkańców oraz zwiększenie trwałości konstrukcji. ◀

## Materiały źródłowe

- [1] Darr E., Fiebig W.: Feste Fahrbahn. Eurailpress 2006
- [2] Fendrich L.: Handbuch Eisenbahninfrastruktur. Springer 2013
- [3] Groneck Ch., Schwandl R.: Tram Atlas Frankreich. Robert Schwandl Verlag 2014
- [4] Pachla F., Radecki-Pawlik B., Stypuła K., Tataro T.: Badania zasięgu wpływu drgań kolejowych na sąsiednią zabudowę – wybrane wyniki pomiarów drgań in situ i obliczeń symulacyjnych. Wibroszyn 2016
- [5] Plik „Opracowanie dokumentacji dla zadania Modernizacja stacji Libiąż na linii kolejowej nr 93 Trzebinia – Zebrzydowice: projekt budowlany”. PKP PLK 2015
- [6] PN-85/B-02170: Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki
- [7] PN-80/B-03040: Ocena wpływu drgań na ludzi w budynkach
- [8] Technische Lieferbedingungen Masse-Feder-Systeme Straßenbahnlinie 310 Bochum – Witten. I.B.U. Ingenieurbüro für Schwingungs-, Schall- und Schienenverkehrstechnik GmbH 2013
- [9] Skrzyński E.: Podtorze kolejowe KOW 2010

# Odkształcalność górnej strefy podtorza z geowłókniną

## Deformability of the upper zone of railroad subgrade with geotextiles



**Michał Pawłowski**

Dr inż.

Zakład Budowy Mostów i Dróg Kolejowych, Instytut Inżynierii Lądowej, Politechnika Poznańska

Michal.pawlowski@put.poznan.pl

**Streszczenie:** W artykule podjęto próbę oszacowania wpływu wbudowanej geowłókniny separacyjnej w górną strefę podtorza na jego odkształcalność. Wyznaczono naprężenia pionowe w podłożu warstwy ochronnej o różnych grubościach pochodzące od obciążenia próbnego i eksploatacyjnego. Przeanalizowano wpływ zmian grubości dwóch wybranych geowłóknin na wyniki pomiarów odkształcalności podtorza. Na podstawie przeprowadzonej analiz sformułowano praktyczne wnioski.

**Słowa kluczowe:** Podtorze kolejowe; Badania stanu odkształcenia; Geowłóknina

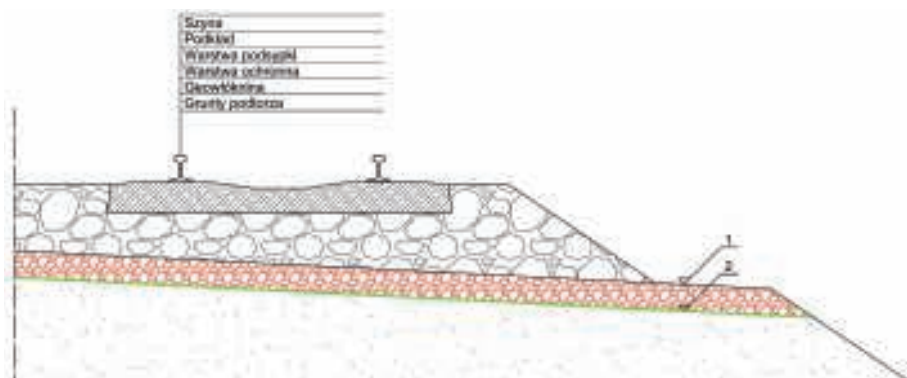
**Abstract:** The aim of this article is to estimate the influence of the separation geotextile, placed in the upper zone of railroad subgrade, on the deformability of the subgrade. Vertical stresses in the subgrade of protective layer of different thickness, due to the test and operational loads, were determined. The influence of the variations in two different geotextiles' thickness on the stiffness measurements of railroad subgrade was examined. Practical conclusions were formulated on the basis of conducted analysis

**Keywords:** Subgrade; Investigation of deflected state; Measurement uncertainties

W trakcie realizacji prac modernizacyjnych lub naprawczych podtorza zdarza się, że wykonawcy, mimo realizowania zadań zgodnie ze sztuką budowlaną, napotykają trudności z przygotowaniem podtorza charakteryzującego się wymaganymi wartościami modułów wtórnego odkształcenia mierzonych na torowisku. Sytuacja taka ma miejsce zwłaszcza w przypadkach gdy w konstrukcji górnej strefy podtorza znajdują się geowłókniny separacyjne i separacyjno-drenujące. Przyczynę takiego stanu rzeczy upatruje się w zmianie grubości geowłóknin pod obciążeniem [2]. Jako środek zaradczy na, wyznaczaną w próbnym obciążeniu, zbyt dużą odkształcalność przebudowanego podtorza zawierającego geowłókniny proponuje się, dla takich przypadków konstrukcji podtorza, modyfikację sposobu wymiarowania warstw ochronnych lub liberali-

zacji wymagań odbiorczych [2,3,4]. Wprowadzenie w życie sugerowanych metod może: wymagać użycia grubszych warstw ochronnych i w efekcie prowadzić do stosowania droższej konstrukcji wzmacniającej lub być przyczyną znacznego skomplikowania badań odbiorczych i w zależności od lokalnych warunków gruntowo-wodnych powodować, że przebudowane podtorze charakteryzować się będzie zwiększoną odkształcalnością. Celowym zatem wydaje się poszukiwanie innych roz-

wiązań umożliwiających aplikację geowłóknin w górnej strefie podtorza tak by w rezultacie było one zgodne z wymaganiami i trwałe. Jednym z nich może być zastosowanie materiału (geowłókniny) o odpowiednich właściwościach umożliwiających realizowanie przez niego założonych funkcji i jednocześnie gwarantujących uzyskanie konstrukcji podtorza spełniającej wymagania odbiorcze.



1. Przekrój poprzeczny wzmocnionego podtorza z zastosowaniem geowłókniny

**Tab. 1.** Wymagane parametry geowłóknin separacyjno-filtracyjnych układanych pod warstwą ochronną [6,12]

Właściwość	Metoda badawcza	Wartość wymagana
masa powierzchniowa	PN-EN ISO 9864	≥ 250 g/m <sup>2</sup>
wytrzymałość na przebicie statyczne	PN-EN ISO 12236	≥ 2,0 kN
wytrzymałość na przebicie dynamiczne (średnica otworu)	PN-EN ISO 13433	≤ 20 mm
wytrzymałość na rozciąganie	PN-EN ISO 10319	≥ 16 kN/m
wydłużenie przy zerwaniu		50-100 %
wodoprzepuszczalność w kierunku prostopadłym do powierzchni wyrobu	PN-EN ISO 11058	≥ 1 x 10 <sup>-4</sup> m/s (separacja) ≥ 5 x 10 <sup>-4</sup> m/s (odprowadzenie wód)
Zdolność przepływu wody w płaszczyźnie wyrobu przy nacisku 20 kPa	PN-EN ISO 12958	≥ 5 x 10 <sup>-4</sup> m/s (odprowadzenie wód)
wielkość porów $O_{90}$	PN-EN ISO 12956	0,06 – 0,12 mm (g. spoiste) 0,08 – 0,20 mm (g. niespoiste)
grubość przy nacisku 20 kPa	PN-EN ISO 9863-2	≥ 15 x $O_{90}$ mm

**Tab. 2.** Wartości naprężeń pionowych w podtorzu od obciążenia eksploatacyjnego i okrągłą płytą sztywną o średnicy 0,3 m

Głębokość od torowiska (rys. 1, poziom 1) [m]	Naprężenia pionowe w podtorzu od obciążenia [kPa]				$\Delta p = p_2 - p_1$ [kPa]
	eksploatacyjnego	okrągłą płytą sztywną o obciążeniu [kPa]			
		p1 - 100	p2 - 250	pmax - 350	
0,15	119,8	50,0	125,0	175,0	75,0
0,20	109,6	41,0	102,6	143,6	61,6
0,25	101,0	32,7	81,7	114,4	49,0
0,30	93,6	26,0	65,0	91,0	39,0
0,35	87,2	20,9	52,2	73,0	31,3
0,40	81,7	17,0	42,4	59,4	25,4
0,45	77,0	14,0	35,0	49,0	21,0
0,50	72,8	11,7	29,3	41,0	17,6
0,55	69,2	9,9	24,8	34,7	14,9
0,60	66,0	8,5	21,2	29,7	12,7

## Geowłókniny w górnej strefie podtorza

Geowłókniny są to produkty tekstylne wytwarzane z włókien poliestrowych (PES) lub polipropylenowych (PP) metodą łączenia mechanicznego (igłowanie lub przesywanie), termicznego (zgrzewanie) lub chemicznego (klejenie) [1]. W górnej strefie podtorza geowłókniny układane są na całej szerokości torowiska pod warstwą ochronną (rys. 1) i stosuje się głównie po to by pełniły funkcję separacyjną, filtracyjną lub drenażową. Dobór parametrów geowłóknin powinien być uzależniony od ich przeznaczenia i funkcji jakie mają spełniać, gdyż, w zależności od rodzaju zastosowanych włókien i procesu wytwarzania, przy jednakowych masach powierzchniowych,

geowłókniny charakteryzują się odmiennymi właściwościami - wytrzymałością mechaniczną, porowatością i wodoprzepuszczalnością [1]. Podstawowe wymagania dla geowłóknin separacyjno-filtracyjnych układanych pod warstwami ochronnymi torowiska [6,12] przedstawiono w tabeli 1.

## Pomiary odkształcalności podtorza

Odkształcalność podtorza określana jest w trakcie jego próbnego obciążenia. Aparatura badawcza składa się z: stalowej sztywnej płyty o średnicy 300 mm, dźwignika hydraulicznego zasilanego ręczną pompą olejową z manometrem, czujników przemieszczeń oraz statywu stanowiącego poziom odniesienia. Podczas badania

wykonuje się dwa cykle obciążenia i odciążenia płyty. Obciążenia płyty realizuje się stopniami po 0,05 MPa aż do uzyskania obciążenia maksymalnego ( $p_{max}$ ). Odciążenie wykonuje się stopniami po 0,10 MPa. Wartości obciążenia maksymalnego oraz przedziału obciążenia ( $\Delta p$ ), z którego wyznacza się moduły odkształcenia uzależnione są od rodzaju badanego podłoża. W wyniku badania określa się wartości pierwotnego modułu odkształcenia ( $E_1$ ) z pierwszego obciążenia i wtórnego modułu odkształcenia ( $E_2$ ) z drugiego obciążenia [6]:

$$E_{1,2} = 0,75 \cdot \frac{\Delta p}{\Delta y} \cdot D \quad (1),$$

gdzie:  $E_{1,2}$  – pierwotny (1) i wtórny (2) moduł odkształcenia [MPa],  $\Delta p$  – przedział obciążenia [MPa],  $\Delta y$  – różnica osiadań płyty w przyjętym przedziale obciążenia [mm],  $D$  – średnica płyty pomiarowej [mm]

## Naprężenia w podtorzu

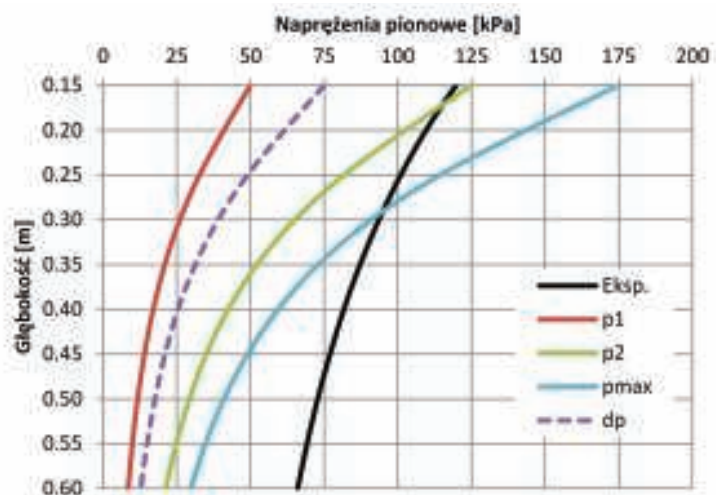
W celu określenia jakim naciskom podlega wbudowana w podtorzu geowłóknina wyznaczono naprężenia pionowe w podtorzu od obciążenia eksploatacyjnego i okrągłą płytą sztywną. Obliczenia wykonano traktując podtorze z warstwą ochronną jako półprzestrzeń, ograniczoną od góry torowiskiem, rozciągającą się nieskończenie głęboko. Przy wyznaczaniu naprężeń od obciążeń zewnętrznych przyjęto, że podtorze jest sprężyste (liniowo-odkształcalne), izotropowe i jednorodne. Naprężenia wyznaczono od głębokości 0,15m poniżej torowiska - od spągu warstwy ochronnej o minimalnej grubości 0,15 m (rys. 1, poziom 2) - jako minimalnej głębokości wbudowania geowłókniny.

Analizę stanu naprężeń pionowych pod podkładami kolejowymi, od obciążenia eksploatacyjnego dokonano, zgodnie z algorytmem obliczeniowym zaprezentowanym w [10], dla toru z szyn UIC60 na pod-

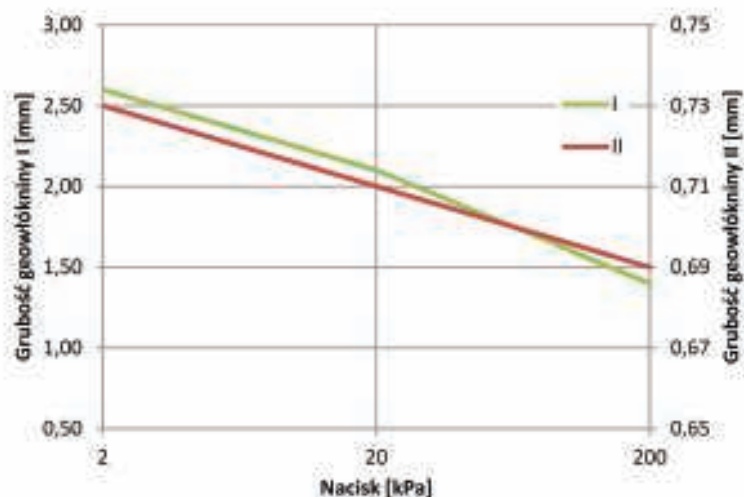
kładach drewnianych I/B w rozstawie 0,60 m. Tor obciążono zestawem 4 nacisków osiowych o wartości 250 kN każdy, w rozstawie 1,6 m (model 71) [8]. Naciski podkładów na podsypkę obliczono metodą belki ciągłej spoczywającej na sprężystym podłożu z zastosowaniem współczynnika zwiększającego obciążenie  $\alpha = 1,1$ , współczynnika podatności podłoża  $50 \text{ N/cm}^3$  oraz wpływu nacisków podkładów sąsiednich. Obliczone wartości naprężeń pionowych w podtorzu od obciążenia eksploatacyjnego zestawiono w tabeli 2 i zaprezentowano na rysunku 2.

Naprężenia pionowe w podtorzu od obciążenia okrągłą płytą sztywną wyznaczono zgodnie ze schematem obliczeniowym przedstawionym w [9]. W analizie przyjęto, na podstawie [6], jak dla podłoża wzmocnionego, obciążenia płyty próbnej:  $p_1 = 0,10 \text{ MPa}$  i  $p_2 = 0,25 \text{ MPa}$  oraz  $p_{\text{max}} = 0,35 \text{ MPa}$ . Obliczone wartości naprężeń pionowych w podtorzu od obciążenia płytą zestawiono w tabeli 2 i zaprezentowano na rysunku 2.

Na podstawie analizy naprężeń pionowych w podtorzu, od obciążenia eksploatacyjnego i okrągłą płytą sztywną o średnicy 0,3 m (tab. 2. i rys. 2), można stwierdzić, że wartości nacisków przekazywanych na geowłókninę wbudowaną pod warstwą ochronną (rys. 1) uzależnione są od grubości tej warstwy. Im grubość warstwy ochronnej jest większa tym naciski przekazywane na geowłókninę są mniejsze. Przy grubości warstwy ochronnej w zakresie od 0,15 m do 0,30 m maksymalne naciski wywierane na geowłókninę w trakcie próbnych obciążeń są większe od nacisków pochodzących od obciążenia eksploatacyjnego. Przy większej grubości warstwy ochronnej naciski na geowłókninę od obciążenia eksploatacyjnego są większe od nacisków wywieranych w trakcie próbnych obciążeń. Ważne z uwagi na wyniki pomiarów odkształcalności podtorza różnice pomiędzy naprężeniami zakresu obciążenia jednostkowego ( $p_2 -$



2. Stan naprężeń pionowych w podtorzu od obciążenia eksploatacyjnego i okrągłą płytą sztywną o średnicy 0,3 m (obciążenie płyty:  $p_1 - 0,1 \text{ MPa}$ ,  $p_2 - 0,25 \text{ MPa}$ ,  $p_{\text{max}} - 0,35 \text{ MPa}$ ) oraz przyrost obciążenia jednostkowego w zakresie  $dp = p_2 - p_1$



3. Zależność grubości od nacisku wybranych geowłóknin

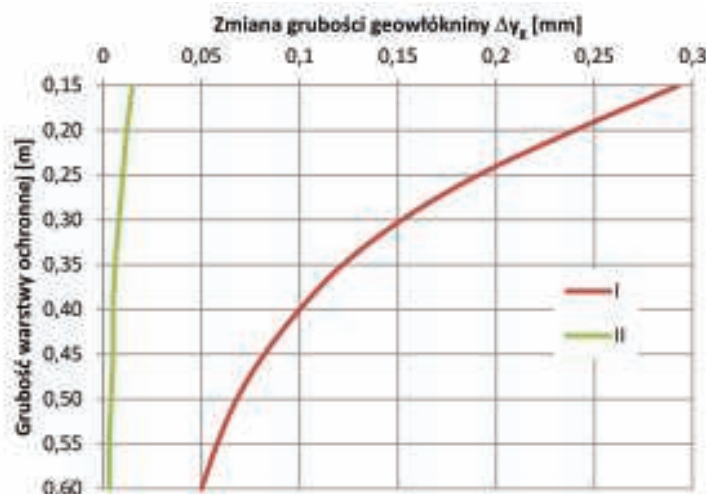
$p_1$ ) (rys. 2., krzywa  $dp$ ) zmniejszają się wraz ze zwiększającą się grubością warstwy ochronnej. Zatem im grubość warstwy ochronnej jest większa tym wpływ zmiany grubości geowłókniny w trakcie przeprowadzanych próbnych obciążeń podtorza na ich wynik będzie mniejszy.

## Zmiana grubości geowłókniny pod obciążeniem

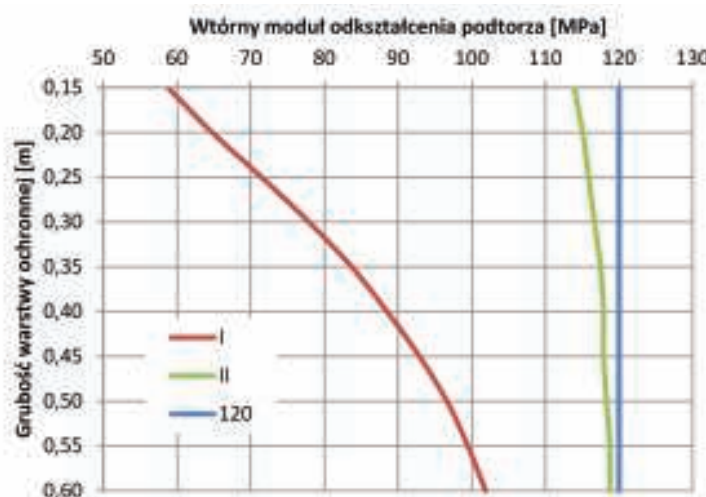
Na podstawie wymagań dla geowłóknin separacyjno-filtracyjnych układanych pod warstwami ochronnymi torowiska (tab. 1.) do dalszej analizy dobrano dwa przykładowe

Tab. 3. Parametry wybranych geowłóknin separacyjnych [1]

Właściwość	Geowłóknina I	Geowłóknina II
masa powierzchniowa [ $\text{g/m}^2$ ]	250	290
wytrzymałość na przebicie statyczne [kN]	3,0	3,15
wytrzymałość na przebicie dynamiczne (średnica otworu) [mm]	15,0	16
wytrzymałość na rozciąganie [kN/m]	25	21,3
wydłużenie przy zerwaniu [%]	95	55
wodoprzepuszczalność w kierunku prostopadłym do powierzchni wyrobu [ $10^{-4} \text{ m/s}$ ]	710	150
wielkość porów $Q_{90}$ [mm]	0,070	0,070
grubość przy nacisku 2 kPa [mm]	2,6	0,73
grubość przy nacisku 20 kPa [mm]	2,1	-
grubość przy nacisku 200 kPa [mm]	1,4	0,69



4. Zmiany grubości analizowanych geowłóknin  $\Delta y_g$  w przyjętym przedziale obciążenia  $\Delta p$  w zależności od grubości warstwy ochronnej



5. Wpływ zmian grubości analizowanych geowłóknin na wartość wtórnego modułu odkształcenia podtorza z warstwą ochronną, w zależności od grubości warstwy ochronnej

produkty, dopuszczone do stosowania na polskim rynku, wykonane w dwóch odmiennych technologiach (igłowania (geowłóknina I) i zgrzewania (geowłóknina II)), o parametrach technicznych spełniających stawiane im wymagania z jednym wyjątkiem - geowłóknina zgrzewana charakteryzuje się grubością nieznacznie mniejszą od wymaganej. Zestawienie właściwości geowłóknin, sporządzone na podstawie [1], znajduje się w tabeli 3. W oparciu o te dane (tab. 3) wykonano wykresy zmian grubości geowłóknin pod obciążeniem (rys. 3).

Zmniejszenie grubości geowłóknin pod obciążeniem uzależnione są od technologii ich wytwarzania oraz grubości początkowej (przy obciążeniu 2 kPa). Na rysunku 3 moż-

na zauważyć znaczne (ponad 45 %) zmniejszenie grubości geowłókniny I i minimalną zmianę grubości geowłókniny II (około 5 %). Zmiany grubości wybranych geowłóknin pod

obciążeniem mają przebieg liniowy lub zbliżony do liniowego, co zostało również zaobserwowane w [4].

Zmiany grubości analizowanych geowłóknin  $\Delta y_g$  zachodzące w trakcie próbnych obciążeń podtorza, w przyjętym przedziale obciążenia  $\Delta p = p_2 - p_1$ , w zależności od grubości warstwy ochronnej zobrazowano na rysunku 4.

Zmiany grubości geowłókniny I, w obliczeniowym przedziale obciążenia, w zależności od grubości warstwy ochronnej wahają się w granicach od 0,293 do 0,050 mm, a geowłókniny II w granicach od 0,015 do 0,003 mm i zmniejszają się wraz ze zwiększającą się grubością warstwy ochronnej. Wyznaczone maksymalne zmiany grubości geowłókniny w przyjętym przedziale obciążenia w rzeczywistości mogą być mniejsze z uwagi na podatności podłoża pod geowłókniną czy też wstępne sprasowanie produktu w trakcie procesu układania i zagęszczania warstwy ochronnej.

W celu określenia zmian grubości geowłókniny pod obciążeniem na odkształcalność podtorza przyjęto jako wzorzec podtorze z warstwą ochronną bez geowłókniny charakteryzujące się, niezależnie od grubości warstwy, wtórnym modułem odkształcenia mierzonym na torowisku równym 120 MPa.

Wartość modułu odkształcenia podtorza (z warstwą ochronną i

Tab. 4. Wpływ zmian grubości analizowanych geowłóknin na wartość wtórnego modułu odkształcenia podtorza z warstwą ochronną, w zależności od grubości warstwy ochronnej

Grubość warstwy ochronnej [m]	Moduł odkształcenia podtorza [MPa]			Zmniejszenie wartości modułu odkształcenia podtorza z geowłókniną w stosunku do wartości spodziewanej [%]	
	spodziewany	z geowłókniną		I	II
		I	II		
0,15	120	58,8	113,9	51,0	5,1
0,20	120	64,7	115,1	46,0	4,1
0,25	120	71,5	115,9	40,4	3,4
0,30	120	77,9	116,7	35,1	2,8
0,35	120	83,7	117,5	30,3	2,1
0,40	120	88,5	117,9	26,2	1,7
0,45	120	92,9	117,9	22,6	1,7
0,50	120	96,6	118,3	19,5	1,4
0,55	120	99,5	118,7	17,1	1,1
0,60	120	101,9	118,7	15,1	1,1

geowłókniną) mierzoną na torowisku określono, dla różnych grubości warstw ochronnych, z wykorzystaniem wzoru:

$$E_{1,2} = 0,75 \cdot \frac{\Delta p}{\Delta y + \Delta y_g} \cdot D \quad (2),$$

gdzie:  $\Delta y_g$  – zmiana grubości geowłókniny w przyjętym przedziale obciążenia [mm], pozostałe oznaczenia jak w (1)

Obliczony wpływ zmian grubości analizowanych geowłóknin na wartość wtórnego modułu odkształcenia podtorza z warstwą ochronną, w zależności od grubości warstwy ochronnej, przedstawiono w tabeli 4 i na rysunku 5.

Zgodnie z wcześniejszymi obliczeniami (tab. 2 i rys. 4) wpływ zmian grubości geowłóknin pod obciążeniem na wartość modułu odkształcenia maleje wraz ze zwiększającą się grubością warstwy ochronnej. W przypadku zastosowania geowłókniny I i warstwy ochronnej o grubości 0,15 m zmniejszenie wartości modułu odkształcenia podtorza w stosunku do modułu spodziewanego wynosi około 50 %. Użycie geowłókniny II, w tej samej konstrukcji wzmocnienia podtorza pozwala uzyskać moduł odkształcenia prawie dwukrotnie większy niż w przypadku aplikacji geowłókniny I i jest on tylko o 5 % mniejszy od wartości spodziewanej. Przy grubości warstwy ochronnej 0,60 m zastosowanie geowłókniny I wpływa na około 15 % zmniejszenie wartości modułu odkształcenia, a użycie geowłókniny II jedynie na 1 %, mieszczące się w granicach błędu pomiarowego [5].

Obciążenia eksploatacyjne przekazujące cyklicznie naciski poprzez nawierzchnię na podtorze mogą w czasie jego użytkowania doprowadzić do trwałego zmniejszenia grubości geowłókniny co ostatecznie wpłynie na zmniejszenie ogólnej odkształcalności przebudowanej górnej strefy podtorza [2].

## Wnioski

Na podstawie przeprowadzonej analizy wpływu zmian grubości geowłókniny pod obciążeniem można sformułować następujące wnioski:

1. Dobór parametrów geowłóknin powinien być uzależniony od ich przeznaczenia i funkcji jakie mają spełniać, gdyż w zależności od rodzaju zastosowanych włókien i procesu wytwarzania geowłókniny charakteryzują się odmiennymi właściwościami.
2. Im grubsza warstwa ochronna tym wpływ wbudowanej geowłókniny na odkształcalność podtorza jest mniejszy.
3. Wpływ zmian grubości geowłókniny na odkształcalność podtorza w rzeczywistości może być mniejszy z uwagi na podatności podłoża pod geowłókniną czy też wstępne sprasowanie produktu w trakcie procesu układania i zagęszczania warstwy ochronnej.
4. Wybór materiału o odpowiednich właściwościach prawie całkowicie eliminuje problem zmian grubości geowłókniny separacyjnej pod obciążeniem w trakcie wykonywania próbnych obciążeń podtorza.
5. Celowym jest prowadzenie dalszych badań nad wpływem zastosowania geowłóknin na odkształcalność podtorza w celu możliwości zastosowania uzyskanych wyników w praktyce inżynierskiej. ◀

## Materiały źródłowe

- [1] Katalogi techniczne geowłóknin
- [2] Krużyński M.: Wpływ geowłókniny na sztywność torowiska. XIII Konferencja Naukowo-Technicz-

na. Drogi Kolejowe 2005. Zeszyty Naukowe. Budownictwo / Politechnika Śląska. z. 103., r. 2005, s. 143-153.

- [3] Krużyński M., Pająk D.: Wpływ geosyntetyków na sztywność torowiska. Przegląd Komunikacyjny 11/2012, s. 29-31.
- [4] Krużyński, M., Pająk, D., Zima G.: Separacja warstw podtorza geowłókniną. Przegląd Komunikacyjny 9-10/2010, s. 38-41.
- [5] Pawłowski M.: Próba oszacowania niepewności pomiarowych w badaniach odkształcalności podtorza. Przegląd Komunikacyjny 10/2014, s. 18-20
- [6] PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Id-3. Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego. 2009.
- [7] PN-81/B-03020 Grunty budowlane - Posadowienie bezpośrednie budowli - Obliczenia statyczne i projektowanie. PKN, 1981.
- [8] PN-EN 1991-2:2003 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome mostów. PKN, 2007.
- [9] Siewczyński Ł., Pawłowski M.: Oddziaływanie płyt próbnych na podtorze. Zeszyty Naukowo-Techniczne Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji w Krakowie. Seria: Materiały Konferencyjne. Rok 2011, nr 96, z. 158 „Nowoczesne technologie i systemy zarządzania w transporcie szynowym”, s. 499-509.
- [10] Siewczyński Ł., Pawłowski M.: Układy płyt do próbnych obciążeń podtorza. Zeszyty Naukowo-Techniczne Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej Oddział w Krakowie. Seria: Materiały Konferencyjne. Rok 2013, nr 2 (101), „Drogi Kolejowe 2013”, s. 261-274.
- [11] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKiŁ, 1987.
- [12] Zelek Z.: Geosyntetyki w konstrukcjach podtorza. Problemy kolejnictwa z.165/2014, s. 119-134.

# Stacyjna analiza wybranych imperfekcji podłoża szynowego na dodatkowe ugięcia szyny bezстыkowego toru kolejowego

## Static analysis of chosen imperfections of rail subgrade on additional rail deflection of jointless track



**Włodzimierz Bednarek**

dr hab. inż.

Politechnika Poznańska  
Wydział Budownictwa i Inżynierii  
Środowiska, Zakład Budowy  
Mostów i Dróg Kolejowych

wlodzimierz.bednarek@put.  
poznan.pl

**Streszczenie:** W artykule przeanalizowano wybrane imperfekcje podłoża szynowego powodujące dodatkowe ugięcia szyny bezстыkowego toru kolejowego. Do takich imperfekcji zaliczono następujące zagadnienia: praca bezстыkowego toru kolejowego spoczywającego na lokalnych nierównościach podłoża, brak kontaktu toru kolejowego z podłożem, wpływ zmiennej siły ściskającej na długości toru kolejowego, zmiana sztywności podparcia na ugięcia szyny bezстыkowego toru kolejowego. Przeprowadzona statyczna analiza wskazała na znaczenie niekorzystnego wpływu wybranych czynników na pracę bezстыkowego toru kolejowego (np. wzrost długości braku kontaktu toru z podłożem czy powstające dodatkowe ugięcia szyny toru kolejowego). Zwrócono uwagę, że takie imperfekcje, oprócz obliczonych dodatkowych ugięć i naprężeń, powodują m. in. zaburzenia ruchu postępowego taboru kolejowego wskutek powstających imperfekcji. W pracy szczególnie nacisk położono na unaocznienie wpływu poszczególnych czynników na pracę szyny bezстыkowego toru kolejowego, podając w wielu miejscach w pracy, odpowiednie publikacje, w których w sposób wyczerpujący zawarty jest pełny tok teoretycznej analizy rozważanych zagadnień.

**Słowa kluczowe:** Tor bezстыkowy; Imperfekcje w torze; Niejednorodność podłoża szynowego; Dodatkowe ugięcia

**Abstract:** In the paper the chosen imperfections of railway subgrade causing on additional rail deflections in jointless tracks were analyzed. For such imperfections the following problems were selected: CWR track work resting on local subgrade unevenness, contact loss between track and roadbed, influence of variable compressive force on the length of jointless track, change of support stiffness on rail deflection of CWR track. The presented static analysis has shown the meaning of unfavorable influence of selected factors on CWR track work (e.g. length increase of contact loss between track and subgrade or arising an additional deflections and stresses). A special attention was paid that such imperfections, apart from obtained additional deflections and stresses, cause among other things a disturbance of translational motion of rolling stock due to arising imperfections. In the paper a special accent was laid on visualization the influence of selected factors on work of CWR track rail, giving in many places in the paper the proper publications, in which in the comprehensive way the complete procedures of theoretical analysis of considered problems are shown.

**Keywords:** Jointless track; Imperfections in track; Non-homogeneity of rail subgrade; Additional rail deflections

Stan toru kolejowego oraz jego ukształtowanie i położenie, opisywane za pomocą parametrów geometrycznych, ulega stopniowej zmianie podczas eksploatacji [2]. Powstające zmiany geometrycznego położenia toru następują głównie wskutek obciążeń od pojazdów, zmian jego podparcia oraz robót wykonywanych w torze (podbijanie toru, oczyszczanie podsypki). Przyczyną deformacji toru jest zróżnicowanie charakterystyk podparcia toru [2,3,4,9,10] w różnych jego przekrojach powstające wskutek np. nierównomiernego osiadania podsypki w czasie eksploatacji, zwiększonych odkształceń zwłaszcza w strefie tzw. słabego pod-

torza, wychłapek (rys. 1), czy występowania w podtorzu gruntów wysadzinowych.

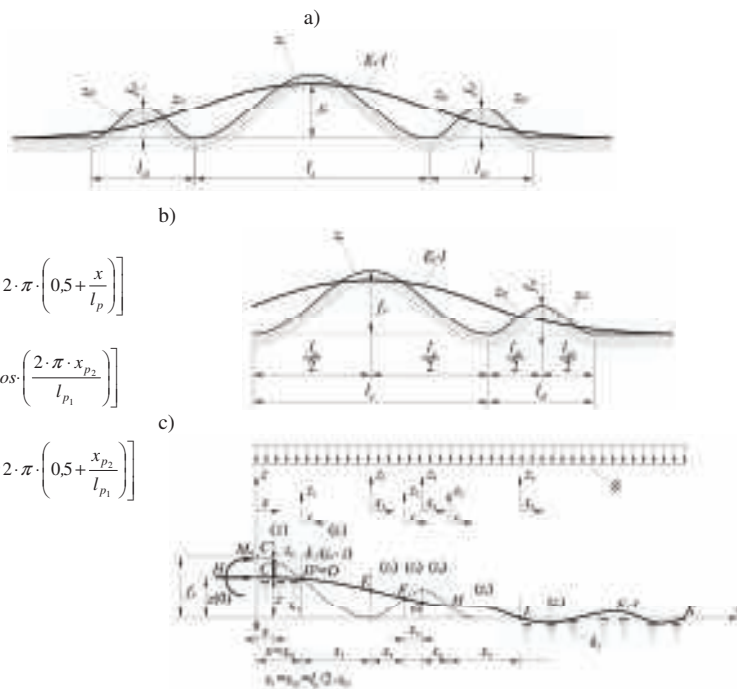
Wskutek formującej się nierówności czynniki te są powodem powstawania

różnej postaci kontaktu podkładu z warstwą podsypki. Sztywność toru w stanie nieobciążonym (bez nacisków od pojazdów) powoduje, że podkłady w różnym stopniu opierają się na pod-



1. Ugięcie toru kolejowego w rejonie wychłapek

a) tor bez obciążenia, b) tor pod obciążeniem taborem (widoczne zmniejszenie luk pod podkładami) [22]



2. Schemat obliczeniowy dla trzech nierówności podłoża

a) schemat trzech nierówności podłoża,

b) przyjęte nierówności podłoża; c) schemat obliczeniowy z układami lokalnymi

$$z_{p_1} = \frac{f_{p_1}}{2} \left[ 1 - \cos 2 \cdot \pi \cdot \left( 0,5 + \frac{x}{l_{p_1}} \right) \right]$$

$$z_{p_2} = \frac{f_{p_2}}{2} \left[ 1 - \cos \left( \frac{2 \cdot \pi \cdot x_{p_2}}{l_{p_2}} \right) \right]$$

$$z_{p_3} = \frac{f_{p_3}}{2} \left[ 1 - \cos 2 \cdot \pi \cdot \left( 0,5 + \frac{x_{p_3}}{l_{p_3}} \right) \right]$$

sypce. W najbardziej niekorzystnym przypadku może wystąpić zupełny brak kontaktu podkładu z podsypką (co wyraźnie widać na rys. 1). Takie obszary braku kontaktu toru z podłożem podsypkowym są szczególnie niebezpieczne dla stateczności toru bezстыkowego latem w okresie występowania podłużnych sił ściskających.

W torze nieobciążonym trudno ocenić skutki takich miejscowych nierówności dla pracy toru kolejowego w płaszczyźnie pionowej. Zmieniający się sposób podparcia toru można opisać dopiero w torze obciążonym, po przyłożeniu nacisku pochodzącego np. od osi lokomotywy. Powstające niejednorodności podłoża szynowego są źródłem dodatkowych ugięć i naprężeń szyny pod obciążeniem użytkowym [5,9,10,18]. Analizowane w pracy imperfekcje, powstające w czasie eksploatacji toru [6], mają charakter losowy i niezamierzony.

## Analiza statyczna bezстыkowego toru kolejowego spoczywającego na lokalnych nierównościach podłoża

W niniejszym punkcie rozważa się bezстыkowy tor kolejowy spoczywający na trzech, kolejno następujących po sobie nierównościach podłoża jak po-

kazano na rys. 2a [5,8]. Analizę pracy toru przeprowadzono na sprężystym jednoparametrowym podłożu z więzami jednostronnymi i dwustronnymi [5,12,13,19,20]. Na rys. 2b przedstawiono schemat obliczeniowy dla trzech nierówności podłoża. Z uwagi na symetrię układu rozpatruje się prawą stronę nierówności podłoża – rys. 2c [5].

Pomijając tok wyprowadzenia, zawarty w pracy [5], wpływ takiej powstającej nierówności zobrazowano przykładami obliczeniowymi. Przyjęto następujące dane: tor z szynami 60E1, podkłady drewniane,  $E_s \cdot I = 12,831 \text{ MNm}^2$  (sztywność toru),  $g_t = 0,0026 \text{ MN/m}$  (ciężar toru),  $k = 41,0 \text{ MPa}$  (współczynnik podłoża podsypkowego),  $H = 1,837 \text{ MN}$  (siła ściskająca), oraz nierówności podłoża (rys. 2). Celem porównania przeanalizowano też wpływ tylko pojedynczej nierówności:

I przypadek (pojedyncza nierówność podłoża)

$$1^\circ f_p = 0,02 [m]; l_p = 14,0 [m],$$

$$R_p = \frac{l_p^2}{2 \cdot \pi^2 \cdot f_p} = 496,47 \text{ m}$$

(środkowa nierówność),

2° brak bocznych nierówności, czyli

$$f_{p_1} = 0.$$

Na podstawie przeprowadzonej analizy można opisać zachowanie się toru bezстыkowego spoczywającego na **pojedynczej nierówności podłoża**. Odcięte przekrojów charakterystycznych toru są następujące:

$x_D = 2,8759 \text{ m}$ ,  $x_{1E} = 4,6387 \text{ m}$  (gdzie: parametry  $x_D$  i  $x_{1E}$  pokazano na rys. 2c).

II przypadek (potrójna nierówność podłoża)

$$1^\circ f_{p_1} = 0,0018 [m]; l_{p_1} = 6,0 [m],$$

$$R_{p_1} = \frac{l_{p_1}^2}{2 \cdot \pi^2 \cdot f_{p_1}} = 1013,21 \text{ m}$$

(boczna nierówność),

$$2^\circ f_p = 0,02 [m]; l_p = 14,0 [m]$$

(środkowa nierówność).

Na podstawie przeprowadzonej analizy można opisać zachowanie się toru bezстыkowego spoczywającego na **potrójnej nierówności podłoża**. Otrzymano następujące odcięte przekrojów charakterystycznych toru:

$$x = x_D = 3,12104 [m];$$

$$x_1 = x_E = 3,87896 [m]$$

$$\rightarrow x_D + x_E = \frac{l_p}{2} = 7,0 [m];$$

$$x_2 = x_F = 1,40435 [m];$$

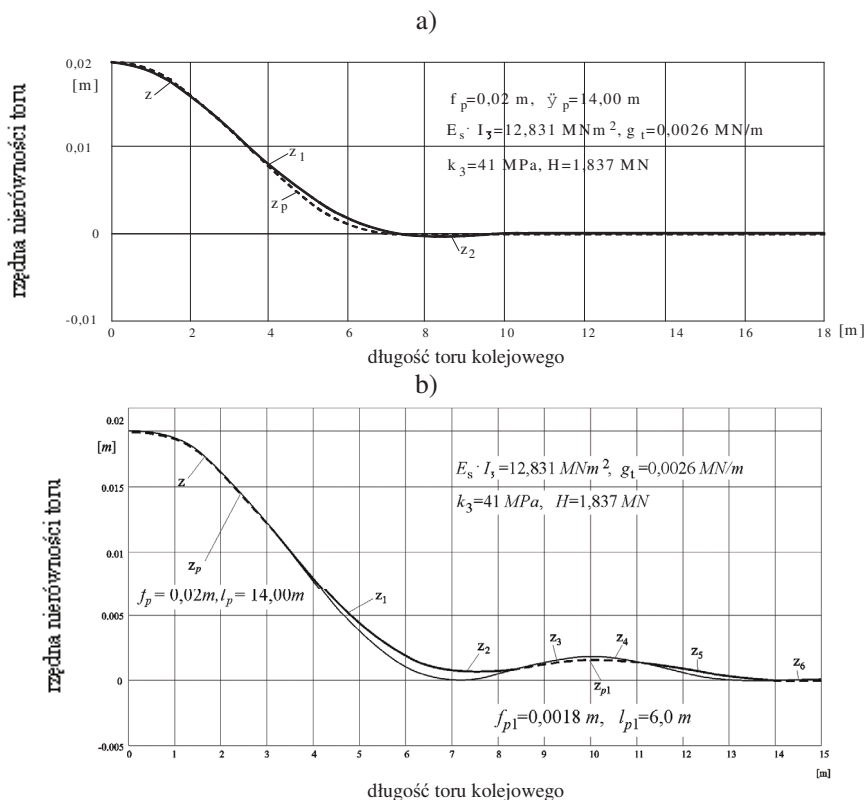
$$x_3 = x_G = 1,65415 [m];$$

$$x_4 = x_H = 1,18464 [m];$$

$$x_5 = x_I = 2,60686 [m].$$

Wyniki powyższych obliczeń przedstawiono na rys. 3.

Jak widać z rys. 3 przyjęte do obliczeń nierówności podłoża powodują zmianę podparcia toru. Pojedyncza nierówność podłoża powoduje, że **długość odcinka utraty kontaktu**



3. Linia ugięcia toru na lokalnych nierównościach podłoża [5]:

- a) pojedyncza nierówność podłoża:  $f_p=0,02$  m i  $l_p=14,0$  m (środkowa nierówność),  
 b) potrójna nierówność podłoża:  $f_p=0,02$  m i  $l_p=14,0$  m (środkowa nierówność)  
 oraz  $f_{p1}=0,0018$  m i  $l_{p1}=6,0$  m (boczne nierówności)

**toru z podłożem** wynosi 4,64 m. Natomiast w przypadku trzech nierówności podłoża następuje wzrost długości braku kontaktu toru z podłożem do wartości aż 5,283 m, co szczególnie niekorzystnie wpływa na jego pracę w płaszczyźnie poziomej w okresie wysokich temperatur. Ponadto deformujące się podłoże podsypkowe i tor kolejowy powoduje np. zaburzenia ruchu postępowego taboru kolejowego wskutek powstających nierówności. Podczas przejazdu koła przez obszar pionowej nierówności geometrycznej zaburzony zostaje ruch obrotowy koła, w rezultacie obniżający *trakcyjną efektywność koła* oraz wpływając na wydłużenie drogi środka koła [14]. Pojęcie *trakcyjnej efektywności koła* definiowane jest jako praktyczny stopień wykorzystania przyczepności, wynikającej z nacisków statycznych podczas eksploatacji [14]. Na podstawie teoretycznych obliczeń [14] stwierdzono, że przy prowadzeniu ruchu z prędkością wynoszącą 30 m/s (108 km/h) efektywność trakcyjna spada o 50 % w przypadku, gdy amplituda nierówności toru przekracza 7 mm [14] na długości 2 [m]. Ruch pociągu

po nierównościach występujących w torze może znacznie obniżyć efektywność napędu i hamowania. Zaburzenia obrotowego ruchu koła podczas jazdy po nierównościach toru przy ustalonej prędkości ruchu środka koła wzdłuż toru prostego pokazano na rys. 4 (szczegół A).

#### Wybrane imperfekcje powodujące zmianę warunków pracy elementów toru

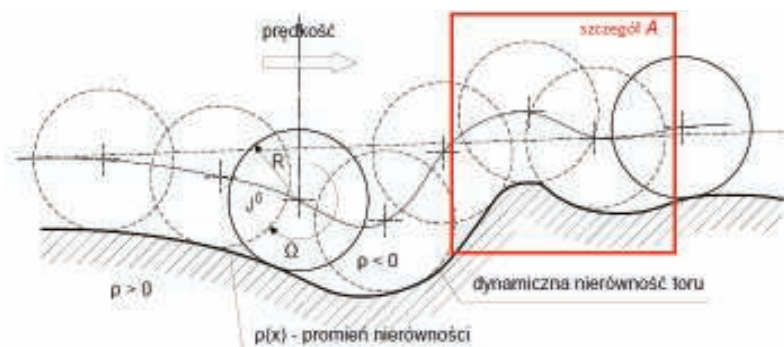
W rzeczywistym torze kolejowym dochodzi do powstawania różnych postaci zmian warunków jego pracy dla poszczególnych jego elementów. Zaliczamy do nich m.in.:

- tor jako belka przedziałami spoczywająca na podłożu [5,15],
- zmienna wartość ściskającej siły osiowej w torze kolejowym [5],
- zmienna sztywność elementu toru kolejowego na jego długości (np. podkładu) [5],
- zmienne wartości parametrów podłoża [5].

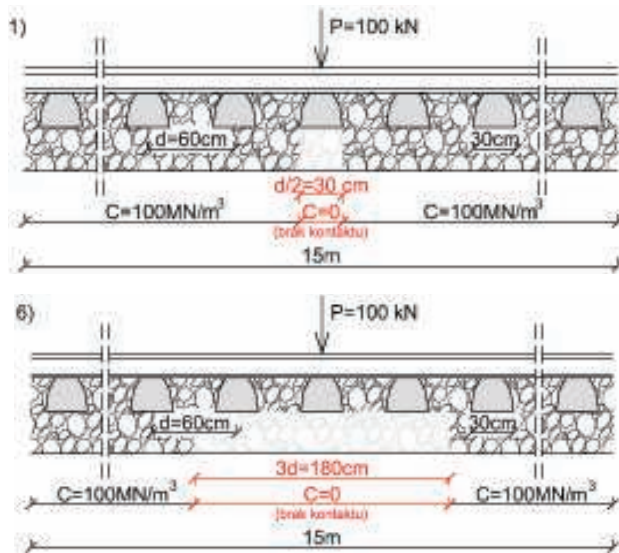
Spotykane zmiany sztywności podparcia wynikające np. z występowania w podłożu gruntów o zróżnicowanych właściwościach [1,11,17], grubości podsypki czy typu konstrukcji nawierzchni wpływają m.in. na dodatkowe ugięcia szyny. W celu określenia wpływu braku kontaktu toru z podłożem na takie ugięcia szyny, przeanalizowano metodą elementów skończonych [5,7] odcinek toru w bezpośredniej strefie obciążenia. Obliczenia przeprowadzono dla obciążenia skupionego  $P$  o wartości 100 [kN] przyłożonego w środku rozpiętości odcinka (na podstawie wykonanych analiz uznano ten przypadek za najniekorzystniejszy), obrazujące wpływ wydłużania strefy braku kontaktu na maksymalne ugięcia szyny.

Obliczenia przeprowadzono w celu zbadania zależności pomiędzy długością odcinka toru, na którym zachodzi zjawisko braku kontaktu pomiędzy podkładami a podsypką, a maksymalnymi ugięciami szyny. Do analizy wykorzystano 100 elementów schemat obliczeniowy, powodujący podział 15 [m] odcinka toru na elementy o długości 15 [cm]. Obliczenia przeprowadzono dla szyny 60E1, 49E1 oraz dla szyny porównawczej (o większej sztywności, np. szyna typu R75) obciążonej siłą skupioną w środku rozpiętości przyjmując następujące dane:

- $E = 210$  [GPa],



4. Zaburzenia obrotowego ruchu koła podczas jazdy po nierównościach toru wzdłuż toru prostego [14]



5. Przyjęte skrajne schematy obliczeniowe (brak kontaktu od  $d/2$  do  $3d$ , czyli od 30 [cm] do 180 [cm]) [22] (efekt tzw. wiszącego/wiszących podkładu/podkładów)

- $I_{60E1} = 3038,3 \cdot 10^{-8}$  [m<sup>4</sup>],  $I_{49E1} = 1816 \cdot 10^{-8}$  [m<sup>4</sup>] [16],  $I_{por} = 4597 \cdot 10^{-8}$  [m<sup>4</sup>] (np. szyna typu R75)
- $EI_{UIC60} = 6,38$  [MNm<sup>2</sup>],  $EI_{49E1} = 3,814$  [MNm<sup>2</sup>],  $EI_{por} = 9,65$  [MNm<sup>2</sup>]
- oraz siła skupiona  $P = 100$  [kN].

Brak kontaktu pomiędzy podkładami a podsypką został uwzględniony w obliczeniach jako przyjęcie na tym odcinku współczynnika podatności podłoża równego  $C = 0$  [MN/m<sup>3</sup>]. Na pozostałej części toru przyjęto stały współczynnik podatności podłoża [1,5,22]:

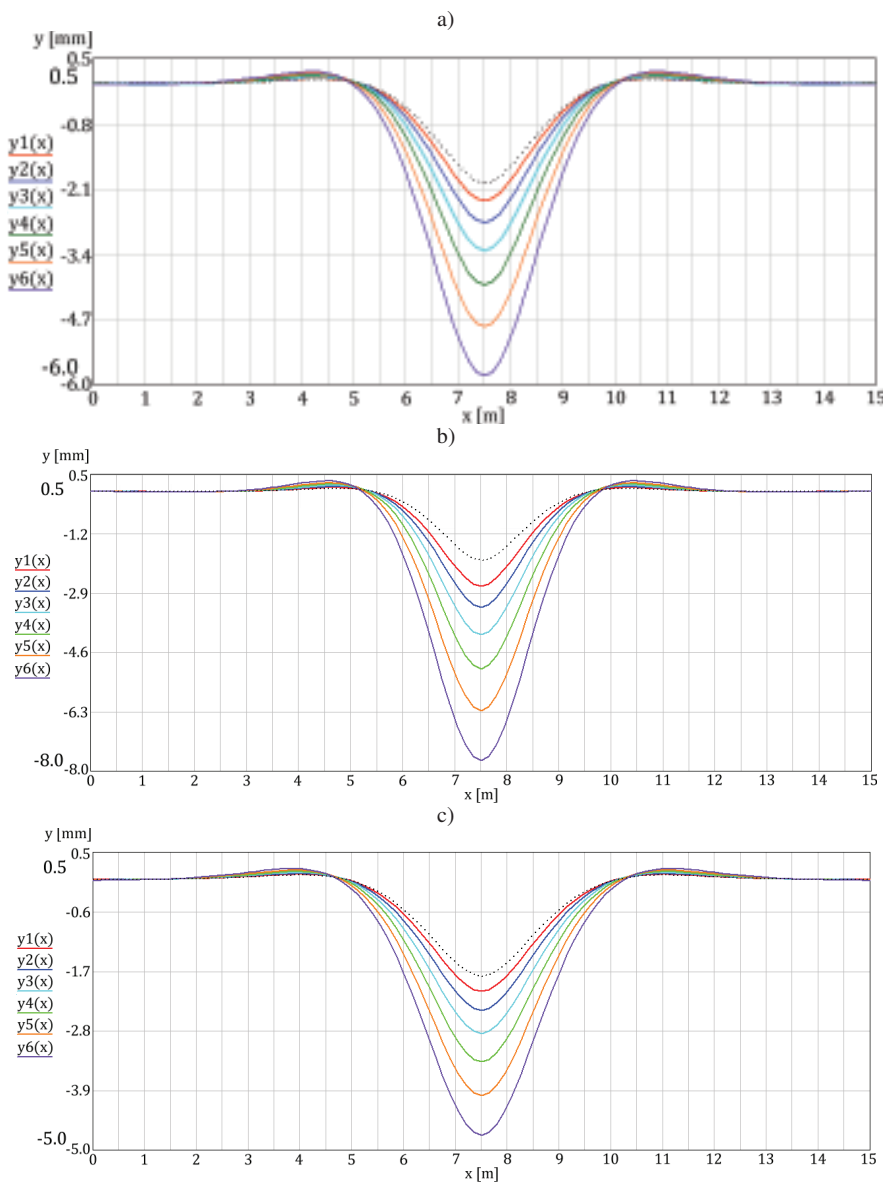
- $C = 100$  [MN/m<sup>3</sup>],
- oraz  $d$  - osiowy rozstaw podkładów (przyjęto 60 cm).

Obliczenia przeprowadzono dla 6 różnych długości strefy braku kontaktu, kolejno zwiększając długość braku kontaktu od wartości  $d/2$ , czyli 30 [cm] do wartości aż  $3 \cdot d$ , czyli 180 [cm], co pokazano na rys. 5.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń dla analizowanych szyn zestawiono w tabl. 1, a na rys. 6 przedstawiono porównanie maksymalnych ugięć dla analizowanych schematów obliczeniowych.

Na podstawie rys. 6 oraz zestawienia wyników maksymalnych ugięć zawartych w tabl. 1 stwierdzono, że długość strefy na której następuje brak kontaktu pomiędzy torem a podsypką ma znaczny wpływ na maksymalne ugięcia szyny.

Otrzymane wartości maksymalnych ugięć szyny porównawczej (zestawione w tabl. 1) są zarówno mniejsze od wyznaczonych ugięć dla szyny 49E1 oraz 60E1. Maksymalne ugięcia dla strefy braku kontaktu równej 180 cm wynosi 4,727 mm co stanowi ok. 61 % maksymalnego ugięcia szyny 49E1, oraz ok. 81 % maksymalnego ugięcia szyny 60E1. Wartość maksymalnego ugięcia w przypadku 180 cm strefy braku kontaktu jest większa aż o ok. 163 % od ugięć szyny na odcinku o jednolitej sztywności podłoża (które wynosi 1,794 mm). Na podstawie obliczeń pokazanych na rys. 6, stwierdzono, że maksymalne ugięcia szyny powstają dla nawierzchni z szyną 49E1. Sztywność szyny  $EI$  wpływa zatem bezpo-



6. Porównanie maksymalnych ugięć szyny w zależności od długości strefy braku kontaktu dla analizowanych szyn [22]

a) szyna 60E1; b) szyna 49E1; c) szyna porównawcza (oznaczenia jak w tabl. 1, wartość porównawcza dla schematu 0 oznaczona przerywaną linią)

średnio na powstające ugięcia szyny. Maksymalne ugięcia szyn, niezależnie od ich typów, wzrastają wraz z powiększaniem się strefy braku kontaktu pomiędzy torem a podsypką. Podczas analizy obliczeniowej wyznaczono także wartości dodatkowych ugięć szyn ( $y_d$ ), które powstają podczas wystąpienia miejsc w których utracony jest kontakt toru z podsypką. Ich wartości zestawiono w tabl. 2.

Największe dodatkowe ugięcia szyny odnotowano dla szyny 49E1. Zmiana szyny z 49E1 na szynę porównawczą pozwoli zmniejszyć dodatkowe ugięcia szyny w przypadku najdłuższej analizowanej strefy braku kontaktu o 46 %, natomiast zmiana na szynę typu 60E1 spowoduje ok. 30 % redukcję dodatkowych ugięć szyny.

Stąd do dalszej analizy przyjęto szynę typu 49E1. Na dodatkowe ugięcia szyny ma wpływ także zmienna wartość ściskającej siły osiowej w szynie bezстыkowego toru kolejowego.

Na rys. 7 pokazano przykładowe ugięcie długiego, bezстыkowego toru kolejowego z szynami 49E1 spoczywającego na sprężystym podłożu jedno- i dwuparametrowym, obliczone metodą elementów skończonych [5,7,22]. Założono brak kontaktu toru z podłożem w jego środkowej strefie na długości 4- $a$ , gdzie  $a$  jest rozstawem podkładów (przyjęto  $a=0,65$  m). Przyjęto następujące dane:

- tor z szynami typu 49E1,  $E \cdot I = 7,64$  MNm<sup>2</sup> (sztywność toru),
- $g_t = 0,0026$  MN/m (ciężar toru),
- $k_1^2 = 26,605$  MPa (współczynnik podłoża podsypkowego),
- $k_2^2 = 0$  MN (dla podłoża jedno-parametrowego),
- $k_2^2 = 2,6605$  MN (dla podłoża dwuparametrowego).

Na rys. 7 brak kontaktu toru z podłożem występuje na odcinku pomiędzy odcięciami 2,6 m a 5,2 m na długości toru kolejowego. Uwzględniono również wpływ ściskającej siły osiowej w torze. Przyjęto **cztery warianty** zmiany siły ściskającej:

- 1) brak siły podłużnej w torze,
- 2) siła na początku rozpatrywanego

Tab. 1. Wartości maksymalnych ugięć analizowanych szyn w zależności od długości strefy braku kontaktu

Nr schematu	Długość strefy braku kontaktu [cm]	Maksymalne ugięcia szyny porównawczej [mm]	Maksymalne ugięcia szyny 60E1 [mm]	Maksymalne ugięcia szyny 49E1 [mm]
0	0	1,794	1,987	2,262
1	30 (d/2)	2,070	2,329	2,714
2	60 (1*d)	2,419	2,773	3,319
3	90 (1,5*d)	2,850	3,332	4,098
4	120 (2*d)	3,373	4,018	5,074
5	150 (2,5*d)	3,996	4,845	6,268
6	180 (3*d)	4,727	5,826	7,703

Tab. 2. Wartości dodatkowych ugięć szyn  $y_d$  w zależności od ich typu i długości strefy braku kontaktu

Nr schematu	Długość strefy braku kontaktu [cm]	Dodatkowe ugięcia szyny [mm]		
		49E1	60E1	szyna porównawcza
0	0	0	0	0
1	30	0,452	0,342	0,276
2	60	1,057	0,786	0,625
3	90	1,836	1,345	1,056
4	120	2,812	2,031	1,579
5	150	4,006	2,858	2,202
6	180	5,441	3,839	2,933

Tab. 3. Wartości maksymalnych ugięć szyny (60E1)

w zależności od sztywności podparcia na odcinku sąsiadującym do strefy braku kontaktu

Nr schematu	Długość strefy braku kontaktu [cm]	Podatność podłoża na odcinku sąsiadującym [MN/m <sup>3</sup> ]	Długość odcinka zmiany [cm]	Ugięcia szyny [mm]
0	0	100	0	1,987
1	60	100	0	2,773
2	60	120	15	2,684
3	60	120	30	2,615
4	60	80	15	2,869
5	60	80	30	2,954

- 3) stała siła podłużna w torze o wartości 0,25 [MN], po czym ponownie wzrasta liniowo osiągając na końcu toru wartość 0,5 [MN],
- 4) siła na początku rozpatrywanego odcinka toru ma wartość 0,5 [MN], wzrasta liniowo na środku toru do wartości 0,75 [MN], po czym ponownie maleje liniowo na końcu toru do wartości 0,5 [MN].

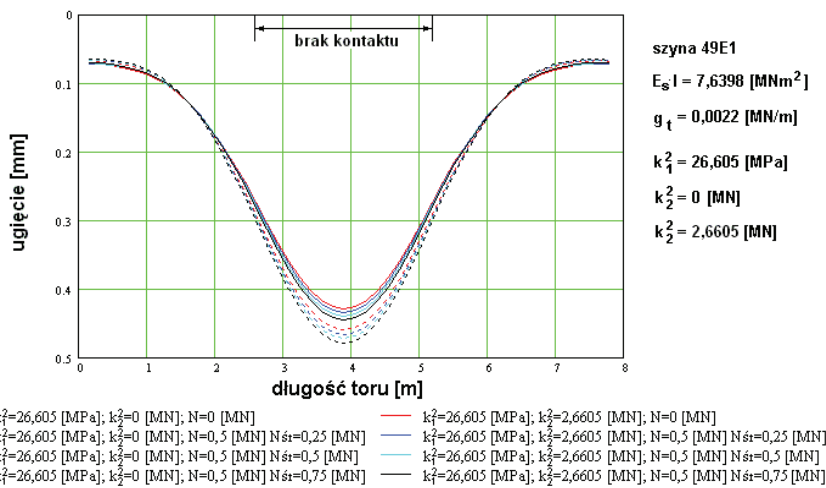
Jak widać na rys. 7 ugięcie toru jest większe w przypadku podłoża jednoparametrowego i wzrasta wraz ze zwiększaniem siły osiowej panującej w torze kolejowym. Największą wartość ugięcia uzyskano dla 4 wariantu zmiany siły podłużnej (przerwany kolor czarny). Podobnie dla toru na podłożu

dwuparametrowym: największą wartość ugięcia uzyskano dla 4 wariantu zmiany siły podłużnej (ciągły kolor czarny), co można tłumaczyć największą wartością siły ściskającej dla tego przypadku.

## Wpływ zmiany sztywności podparcia szyny w otoczeniu strefy braku kontaktu na ugięcia szyny

W rzeczywistym torze kolejowym w najbliższym otoczeniu strefy braku kontaktu dochodzi do zmiany sztywności podłoża. Zagadnienie wpływu lokalnej zmiany sztywności podparcia toru w bezpośrednim otoczeniu strefy braku kontaktu na ugięcia szyny wykonano dla szyny 60E1.

Do obliczeń przyjęto schemat (pokazany na rys. 8), w którym brak kontaktu pomiędzy torem a podsypką



7. Wycinek nieskończenie długiego toru bezstykowego z szynami 49E1, spoczywającego na sprężystym podłożu jedno- i dwuparametrowym w przypadku braku jego kontaktu z podłożem w środkowej strefie na długości 2,6 m (analiza numeryczna) [5]

następuje na długości  $d = 60$  [cm]. W obliczeniach przyjęto 2 przypadki lokalnej zmiany sztywności podparcia toru:

- zwiększenie podatności podłoża  $C$  ze  $100$  [MN/m<sup>3</sup>] do  $120$  [MN/m<sup>3</sup>],
- zmniejszenie podatności podłoża  $C$  ze  $100$  [MN/m<sup>3</sup>] do wartości  $C=80$  [MN/m<sup>3</sup>].

Przyjęto lokalną zmianę podatności podłoża zachodzącą na odcinku  $15$  [cm] oraz  $30$  [cm]. Schematy obliczeniowe przedstawiono na rys. 8.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń zestawiono w tabl. 3 i pokazano na rys. 9.

Przeprowadzona analiza obliczeniowa lokalnej zmiany sztywności podparcia szyny na odcinku sąsiadującym do strefy braku kontaktu (rys. 9) pozwala stwierdzić, że:

- zwiększenie sztywności podparcia

na krótkim odcinku ( $15$  [cm]) pozwala na tylko  $3,2\%$  redukcję ugięć szyny,

- natomiast zwiększenie sztywności podparcia na długości  $30$  [cm] zmniejsza otrzymane ugięcia o  $5,7\%$ ,
- w przeciwnym przypadku, czyli zmniejszenia sztywności na długości  $15$  [cm] powoduje wzrost ugięć o  $3,5\%$ , podczas gdy zmniejszenie sztywności podparcia na  $30$  [cm] powoduje  $6,5\%$  wzrost ugięć szyny.

Jak widać z przeprowadzonych obliczeń wzrost sztywności podatności podłoża w obrębie obszaru braku kontaktu toru z podłożem, nie stanowi zatem wyraźnego źródła poprawy pracy toru kolejowego (powoduje tylko niewielkie zmniejszenie ugięcia szyny, rzędu kilku procent). Stąd szczególnie znaczenia nabierają zatem nowe,

eksperymentalne metody wykrywania uszkodzeń w szynie/torze, jak np. zastosowanie transformacji falkowej w wykrywaniu uszkodzeń w belkach ciągłych podpartych sprężystości [21].

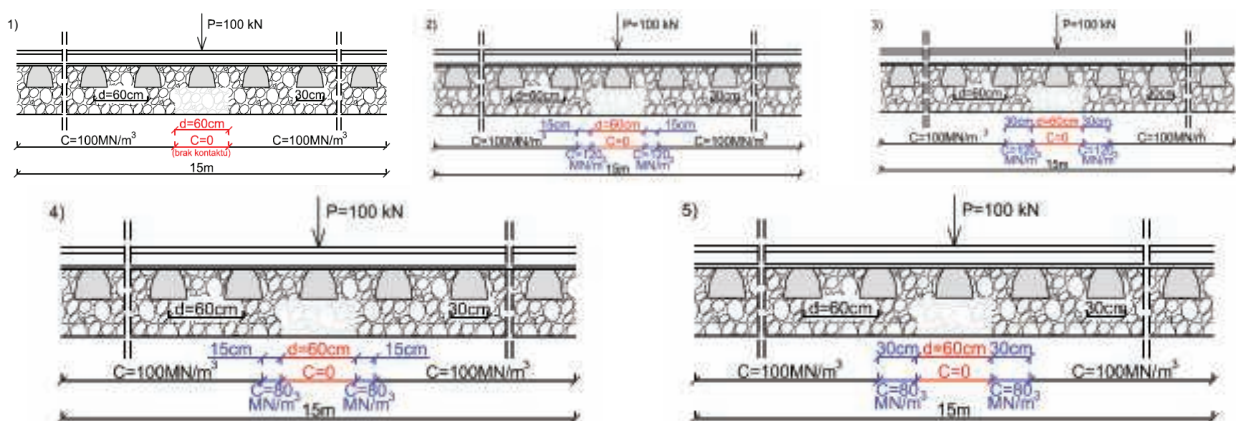
## Wnioski końcowe

Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że:

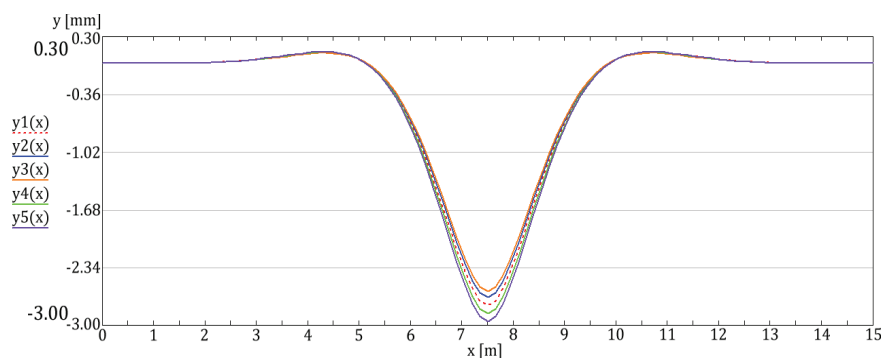
1. Przedstawiona analiza pokazuje zmianę warunków pracy szyny wskutek powstających imperfekcji w czasie eksploatacji bezstykowego toru kolejowego.

2. W przypadku spoczywania toru kolejowego na lokalnych nierównościach podłoża obserwujemy zmianę warunków podparcia toru. Przyjęta pojedyncza nierówność podłoża powoduje, że długość odcinka utraty kontaktu toru z podłożem wynosi  $4,64$  m (patrz rys. 3a). Natomiast w przypadku trzech nierówności podłoża następuje wzrost długości braku kontaktu toru z podłożem do wartości  $5,283$  m (rys. 3b), co szczególnie niekorzystnie wpływa na jego pracę w płaszczyźnie poziomej w okresie wysokich temperatur (osłabienie oporu porzecznego). Przedstawiona analiza obrazuje wpływ deformacji toru kolejowego na zwiększenie długości braku kontaktu toru z podłożem. Ponadto deformujące się podłoże podsypkowe i tor kolejowy powoduje np. zaburzenia ruchu postępowego taboru kolejowego wskutek powstających nierówności (rys. 4).

3. Analiza uzyskanych wartości dodatkowych ugięć szyn w zależności od ich typu i długości strefy braku kontaktu wskazała na korzystne znaczenie więk-



8. Schematy obliczeniowe lokalnej zmiany sztywności na odcinku sąsiadującym ze strefą braku kontaktu



9. Wykres maksymalnych ugięć szyny 60E1 w zależności od sztywności podparcia toru na odcinku sąsiadującym do strefy braku kontaktu o długości 60 [cm] [22] (oznaczenia jak w tabl. 3)

szej sztywności szyny w płaszczyźnie pionowej oraz zmniejszenie długości strefy braku kontaktu toru kolejowego.

4. Analiza wpływu zmiany siły ściskającej w szynie toru kolejowego (na rys. 6) pokazała, że ugięcie toru jest większe w przypadku podłoża jednoparametrowego i wzrasta wraz ze zwiększaniem siły osiowej panującej w torze kolejowym.

5. Analiza obliczeniowa lokalnej zmiany sztywności podparcia szyny na odcinku sąsiadującym do strefy braku kontaktu (rys. 9) pozwala stwierdzić, że wzrost sztywności na odcinkach sąsiadujących do długości braku kontaktu nie stanowi wyraźnego źródła poprawy pracy toru kolejowego (powoduje tylko niewielkie zmniejszenie ugięcia szyny, rzędu kilku procent). Ponadto zmniejszenie sztywności odcinków bezpośrednio otaczających strefę braku kontaktu występujące w rzeczywistym torze kolejowym wpływa dodatkowo na zwiększenie ugięć szyny. ◀

## Materiały źródłowe

- [1] Bałuch H.: Sposoby wyznaczania charakterystyk podłoża kolejowego. Problemy Kolejnictwa z. 39, Warszawa, WKiŁ 1967,
- [2] Bednarek Wł.: Local unevenness of lengthwise profile influence on stability conditions of continuous welded rail track. Foundations of Civil and Environmental Engineering, Poznań University of Technology, No. 10, 2007,
- [3] Bednarek Wł.: The analysis of the influence of variable roadbed stiffness and support of railway sleeper on its work. Foundations of Civil

- and Environmental Engineering (FCEE), Poznań University of Technology, No. 13, 2010,
- [4] Bednarek Wł.: Analiza wpływu podłoża i sposobu podparcia na pracę podkładu kolejowego. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej (Archives of Institute of Civil Engineering), Poznań University of Technology, 9/2011,
- [5] Bednarek Wł.: Wpływ pionowych odkształceń nawierzchni i podtorza na pracę toru bezстыkowego. Seria Rozprawy Nr 506, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2013, ISSN 0551-6528,
- [6] Bednarek Wł.: Wybrane zagadnienia współpracy nawierzchni z podłożem podczas eksploatacji bezстыkowego toru kolejowego, Przegląd Komunikacyjny nr 10/2014,
- [7] Bednarek Wł.: Determination of foundation coefficients for a 2-parameter model on the basis of railway sleeper deflection. International Conference of Continuous Media with Microstructure II, Łagów, 2015
- [8] Bednarek Wł.: Zagadnienia powstających pionowych nierówności w eksploatowanym torze kolejowym, Przegląd Komunikacyjny 2/2016, rocznik LXXI,
- [9] Czyczuła Wł.: Wpływ niejednorodności podłoża szynowego na dodatkowe ugięcia szyny pod obciążeniem użytkowym, Drogi Kolejowe nr 5/1991,
- [10] Czyczuła Wł.: Eksploatacyjna stabilność drogi kolejowej. Monografie Politechniki Krakowskiej, nr 126, Kraków 1992,
- [11] Drozdziel J., Sowiński B., Szulczyk A.: Equivalent track stiffness determi-

- nation. International Virtual Journal for Science, Techniques and Innovations for Industry, 2011,
- [12] Huber M. T.: Pisma. Zagadnienia kolejowe. Tom III, dział VIII, PWN, Warszawa, 1957,
- [13] Lewandowski R., Świtka R.: Zginanie belek na sprężysto-plastycznym podłożu Winklera z więzami jednostronnymi. Archiwum Inżynierii Lądowej – Tom XXXIV, Z. 1/1988,
- [14] Madej J.: Teoria ruchu pojazdów szynowych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2004,
- [15] Mączka J., Szefer G.: Belka Timoshenki przedziałami spoczywająca na podłożu typu Wieghardta. Archiwum Inżynierii Lądowej, tom XVII, z. 1/1971,
- [16] PKP: Id-1 (D-1) Warunki techniczne utrzymania nawierzchni na liniach kolejowych, Warszawa 2005 r. z późn. zmianami.
- [17] Siewczyński Ł.: Zagadnienia współpracy nawierzchni kolejowej z podtorzem gruntowym. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, seria Rozprawy nr 66, Poznań, 1974,
- [18] Skrzyński E.: Wpływ dużego obciążenia ruchem oraz zwiększonych szybkości pociągów na pracę podtorza. Problemy Kolejnictwa, nr 67, Warszawa 1975,
- [19] Szumierz W.: Analiza utraty kontaktu prostego toru bezстыkowego z podłożem. Archiwum Inżynierii Lądowej, tom XIX, z. 2, 1973,
- [20] Szumierz W.: Wpływ odkształceń podłoża górniczego na pracę podkładu betonowego. Drogi Kolejowe nr 4/91,
- [21] Ziopaja K., Guminiak M.: Zastosowanie dyskretnej transformacji falkowej w wykrywaniu uszkodzeń w belkach ciągłych podpartych sprężycie. Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej, Poznań 2015,
- [22] Zydorek M.: Analiza wybranych zagadnień współpracy bezстыkowego toru kolejowego podczas znacznej zmiany jego kontaktu i podparcia z podłożem podsypkowym. Praca magisterska (pod kierunkiem Wł. Bednarka), Poznań 2016 (maszynopis).

# Wzmacnianie podtorza górniczego geosyntetykami

## Railway subgrade in mining areas reinforced with geosynthetics



**Kazimierz Kłosek**

*dr hab. inż., prof. nzw.*

Wyższa Szkoła Techniczna  
w Katowicach Politechnika Śląska,  
Wydział Budownictwa

Kazimierz.Kłosek@polsl.pl

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono podstawy teoretyczne zjawisk związanych z utratą nośności i stateczności podtorza na terenach poddanych oddziaływaniu podziemnej eksploatacji górniczej. Jednym z istotnych mierników opisujących te zjawiska jest utrata wytrzymałości gruntów podtorza. Skutecznym sposobem ograniczenia tych destrukcyjnych zmian jest wcześniejsze wzmacnianie podtorza geosyntetykami. Istotnym kryterium ich stosowania jest właściwy dobór polimerów, ze szczególnym uwzględnieniem ich właściwości reologicznych.

**Słowa kluczowe:** Obszar górniczy; Geosyntetyki; Transport mas ziemnych

**Abstract:** The study shall present the rudiments of designing and forming of earthen structures for transportation purposes on ground with poor load capacity, mainly in mining areas. Main types of retaining structures, steep slopes, and embankments reinforced using the technology of reinforced soil will be presented. The mechanism of functioning of those structures will be presented, with additional use of geosynthetic reinforcement within the road surfaces and railway track structures, especially in the areas where continuous (subsiding troughs) and non-continuous (collapses, fissures) mining damage occurs. The study contains basic principles for making check calculations of critical load capacity conditions and usability of structures for their assumed service life. Specific and executed structures will be presented, including high embankments for motorways (highways) and railway embankments, located in the areas that are subject to intense mining activity influence.

**Keywords:** Mining area; Geosynthetics; Transportation earthen structure

Budownictwo na terenach górniczych stanowi w wielu krajach specyficzny obszar działalności inżynierskiej [3,9]. Deformacje terenu górniczego sprawiają, że szczególnego znaczenia nabiera zarówno profilaktyka górnicza jak i profilaktyka budowlana. Głównym celem profilaktyki górniczej jest zminimalizowanie deformacji powierzchni a tym samym szkód powstających na powierzchni terenu w zlokalizowanych tam obiektach budowlanych, kubaturowych, komunikacyjnych, hydrotechnicznych i innych. Ten zakres profilaktyki realizuje się poprzez zastosowanie odpowiednich technologii wydobywania kopalni, ograniczenia częściowego lub całkowitego wydobywania pod chronionymi obiektami lub poprzez ustanawianie tak zwanych filarów ochronnych. Profilaktyka budowlana polega z ko-

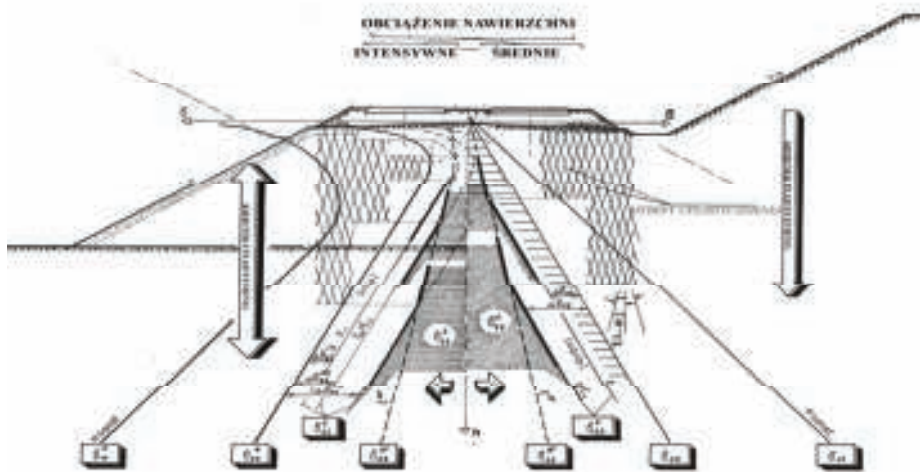
lei na takim kształtowaniu i zabezpieczeniu konstrukcyjnym obiektów budowlanych aby zminimalizować uszkodzenia i deformacje spowodowane głównie poziomymi odkształceniami jednostkowymi powierzchni o charakterze zagęszczającym lub rozluźniającym 'ε' [4,6]. Obiekty określone umownie jako punktowe, takie jak wszelkiego rodzaju budynki, hale przemysłowe, kominy, mosty itp. wykazują odmienny charakter współpracy z podłożem górniczym aniżeli obiekty liniowe, takie jak drogi, linie kolejowe, groble i obwałowania rzek, rurociągi podziemne, linie kablowe itp.

W niniejszej pracy poddano analizie komunikacyjne obiekty liniowe, głównie nasypy i strome zbocza o charakterze ścian oporowych. Ich nośność i stateczność na terenach gór-

niczych podlega znacznej redukcji co może poważnie zagrozić trwałości tych konstrukcji i bezpieczeństwie ich użytkowania w uwagi na odbywający się po nich ruch pojazdów drogowych lub szynowych.

### Istota szkód górniczych w komunikacyjnych budowach ziemnych

Deformacje powierzchni terenu górniczego klasyfikuje się z uwagi na ich intensywność (kategorie 0 – 5) oraz z uwagi na ich charakter jako deformacje ciągłe lub nie ciągłe w postaci szczelin, lejów, zapadlisk, uskoków itp. Klasyfikacja ta pozwala ocenić prognozowane zmiany parametrów geometrycznych terenu i zlokalizowanej na jego powierzchni budowli. W analizowanym przypadku



1. Rozwój stref uplastycznienia nie wzmocnionych gruntów podłoża i korpusu podtorza na terenach górniczych w warunkach poziomych odkształceń rozluźniających  $\epsilon$  [4, 7]

są to specyficzne budowle liniowe (komunikacyjne), w odróżnieniu od obiektów punktowych, do których zalicza się np. budynki itp. W dalszej części pracy zagadnienie ograniczono wyłącznie do analizy tzw. deformacji ciągłych z uwagi na ich dominujący zakres i częstotliwość występowania.

Górnictwem, ciągłą niekiedy obniżeniową opisuje pięć podstawowych parametrów [7]:

- obniżenie terenu górniczego w [m],
- nachylenie terenu  $T = dw/dx$  [mm/m] lub [%o],
- krzywizna powierzchni  $K = d^2w/dx^2$  [1/km],
- poziome przemieszczenie  $u$  [m],
- poziome odkształcenie jednostkowe  $\epsilon = du/dx$  [mm/m] lub [%o], rozluźniające  $\epsilon_r$  i zagęszczające  $\epsilon_z$ .

Odkształceniom tym towarzyszy redukcja parametrów wytrzymałościowych gruntu. Literatura techniczna problemu [5] oraz liczne badania wykazały, że na terenach górniczo aktywnych parametry te nie mogą być uznane za wielkości stałe, gdyż podlegają charakterystycznym zmianom, które można opisać relacją:

$$\tau_{\max} = \sigma'_{11} \text{tg} \Phi_{\epsilon} + c_{\epsilon} = \sigma'_{11} \text{tg} \Phi_{\epsilon} + c_s + \beta(t) \Sigma w >$$

$$> \tau_{\epsilon}^r = \sigma'_{11} \text{tg} \Phi_{\epsilon} + \beta(t) \Sigma w > \tau_{\min} = \sigma'_{11} \text{tg} \Phi_{\epsilon} \quad (1)$$

gdzie:

$\sigma'_{11}$  - efektywne naprężenia normalne,

$c_s$  - strukturalna część ogólnej spójności gruntu, tzw. spójność wzmocnienia; w gruntach nasympowych występująca jako efekt procesów zagęszczania,

$\Sigma w$  - spójność gruntu wywołana więziami typu wodno-koloidalnego przy wilgotności  $w_t$ , tzw. spójność pierwotna; w trakcie urabiania gruntów w wykopach oraz transporcie ulega ona zasadniczej redukcji

$\beta(t)$  - współczynnik uwzględniający intensywność procesu deformacji terenu górniczego;  $1 > \beta(t) > 0$ ; w analizowanym przypadku można przyjąć  $\beta(t) = 0$ , pozostałe oznaczenia przyjęte na Rys. 1:

$\sigma_{22}^*$  - naprężenia poziome – całkowite, uwzględniające obciążenie własne gruntu (rozpór), ciężar nawierzchni i składową obciążenia osiowego taboru,

$\sigma_{22}^{gr}$  - graniczne naprężenie poziome w tzw. totalnym, czynnym stanie naprężenia ( $\sigma_{22}^{\min}$ ).

## Model numeryczny

Przyjęte do zamodelowania wzmocnienia w postaci materaca z kruszywa i geosyntetyku (geosiatki) różniły się doraźną wytrzymałością na rozciąganie: 40 kN/m – geosiatka z PP, 400

kN/m – geosiatka z PVA i 800 kN/m – geosiatka z Aramidem.

Zgodnie z europejskimi wytycznymi EC7 [1,8], jako parametr wytrzymałościowy rozpatrywanych w poszczególnych przypadkach modelowania geosiatek przyjęto obliczeniową (długoterminową) wytrzymałość na rozciąganie  $F_d$  wyznaczoną na podstawie wzoru (2):

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \dots \cdot A_n \cdot \gamma} \quad [\text{kN/m}] \quad (2)$$

gdzie:

$F_k$  - wartość doraźna wytrzymałości na rozciąganie [kN/m],

$A_{1...n}$  - współczynniki materiałowe,  $A_1$  - współczynnik uwzględniający pełzanie materiału,

$A_2$  - współczynnik uwzględniający uszkodzenia mechaniczne materiału podczas wbudowywania, transportu geosyntetyku,

$A_3$  - współczynnik uwzględniający sposoby łączenia warstw geosyntetyków,

$A_4$  - współczynnik uwzględniający wpływ środowiska,

$A_n$  - współczynniki uwzględniające inne, dodatkowe wpływy np. górnicze oraz wstrząsy typu sejsmicznego jak i para sejsmicznego wywołane działalnością górnictwem,

$\gamma$  - współczynnik bezpieczeństwa materiałowego w metodzie globalnego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma = 1,75$ .

W zależności od rodzaju polimeru, z którego wytworzona geosiatkę przyjęto (Bauen..2003) odpowiednie wartości współczynników materiałowych (tablica 1).

Tab. 1. Współczynniki materiałowe przyjęte do obliczeń

Współczynnik materiałowy	Surowiec		
	PP	PVA	Aramid
A1	5,0	2,5	2,5
A2	2,0	2,0	2,0
A3	1,0	1,0	1,0
A4	3,3	2,0	3,3

Wyroby geotekstylne posiadają zróżnicowane właściwości fizyko-mechaniczne, toteż prawidłowy ich dobór wymaga odpowiedniej wiedzy. Z tego względu odpowiednie wytyczne – nakazują sprawdzenie, zwłaszcza dla odpowiedzialnych budowli nasypowych i założonego okresu ich eksploatacji, dwóch warunków :

- wytrzymałości na rozciąganie (obliczeniowej  $F_d$ ),
- dopuszczalnych odkształceń.

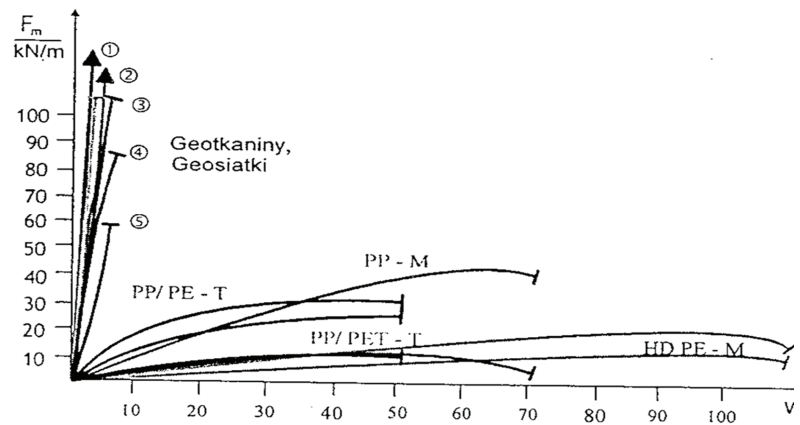
Konsekwencją obniżonej trwałości materiału zbrojenia może być znaczne skrócenie okresu eksploatacji obiektu a nawet jego awaria.

Cechą charakterystyczną niektórych wyrobów geotekstylnych, takich jak PP/PET oraz HDPE, ujętą w odpowiednich normach jest zmienna w czasie sztywność naprężonego geosyntetyku co wynika z cech reologicznych materiału.

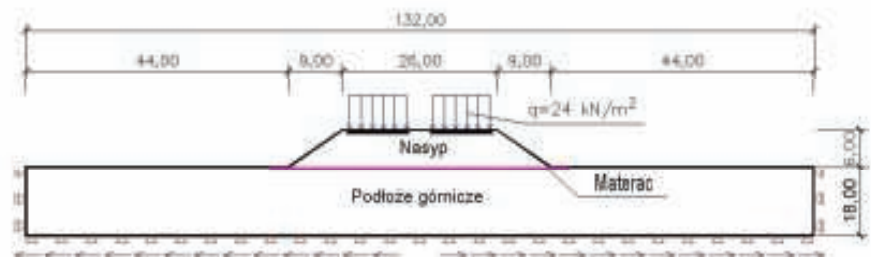
Numeryczny model budowli ziemnej posadowionej na terenie górniczym 'zbudowano' wykorzystując program Z\_Soil [2] należący do grupy programów bazujących na metodzie elementów skończonych. Przyjęto, iż na nasypie zlokalizowana jest 2-torowa linia kolejowa (Rys. 3). Dla poszczególnych warstw modelu podłoża, nasypu i konstrukcji nawierzchni przyjęto parametry geotechniczne i materiałowe (tablica 2).

## Analiza wyników

Na podstawie wyników badań numerycznych można stwierdzić, że rozwój stref uplastycznienia jest bar-



2. Zależność 'siła rozciągająca  $F$  [kN/m] – wydłużenie  $v$  [%]' dla różnych wyrobów geotekstylnych (1-Aramid, 2-poliester, 3-szkło syntetyczne, 4-poliester, 5-polietylen wysokiej gęstości)



3. Schemat obliczeniowy dla nasypu zbrojonego w poziomie podstawy (ruch lekkich pojazdów)

dziej intensywny, i w przypadku braku wzmocnienia podstawy nasypu, obejmuje cały jego korpus już przy intensywności poziomych odkształceń rozluźniających  $\epsilon=1,5\text{mm/m}$ . W przypadku wzmocnienia podstawy nasypu matercem tłuczniowym w osłonie geosiatki polipropylenowej PP, cechującej się znaczną wydłużalnością, strefy plastyczne dla  $\epsilon=1,5\text{mm/m}$  obejmą górne warstwy nasypu co będzie prowadziło do uszkodzenia nawierzchni. Wzmocnienie długotrwałe komunikacyjnych budowli ziemnych na terenach górniczych przy użyciu geosiatek wykonanych z surowca PP /PE/HDPE jest

więc niewłaściwe, gdyż można je stosować wyłącznie do obiektów tymczasowych.

Zamiana surowca geosiatki na PVA wpływa istotnie na skuteczność profilaktyki budowlanej nasypów na terenach górniczych. Dla podwójnej geosiatki zlokalizowanej w podstawie nasypu i w poziomie jego korony, pod nawierzchnią, nasyp wraz z nawierzchnią zachowuje cechy materiału sprężystego w znacznie większym obszarze nawet dla  $\epsilon=1,5-4,5\text{ mm/m}$ .

W przypadku materaca trójwarstwowego sytuacja jest jeszcze korzystniejsza. Należy nadmienić, że przeprowadzone symulacje numeryczne zostały zweryfikowane w warunkach terenowych, gdzie uzyskały pełne potwierdzenie. Rezultaty przytoczonych analiz mogą być przydatne również na terenach sejsmicznych w odniesieniu do zlokalizowanych tam komunikacyjnych budowli ziemnych, obwałowań rzek i zbiorników, stromych zboczy itp.

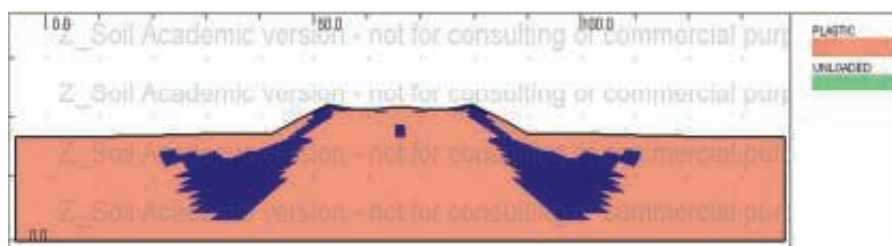
Tab. 2. Przyjęte do obliczeń numerycznych parametry geotechniczne poszczególnych warstw modelu

Warstwa	Model materiałowy	E [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu$	C [kPa]	$\Phi$ [°]
Podłoże	Coulomba-Mohra	30	22	0,3	33*	18
Nasyp (NB)	Coulomba-Mohra	60	18	0,3	20	30
W-wa ochronna	Coulomba-Mohra	200	30	0,3	3	42
Podsypka	Sprężysty	2800	30	0,3	-	-
Geosiatka	Membrana anizotropowa	Zmienne zależne od geosiatki	Parametry membrany PP/PVA przyjęte w zależności od geosiatki wg 0			
Kruszywo w materacu	Coulomba-Mohra	120	20	0,3	8	38

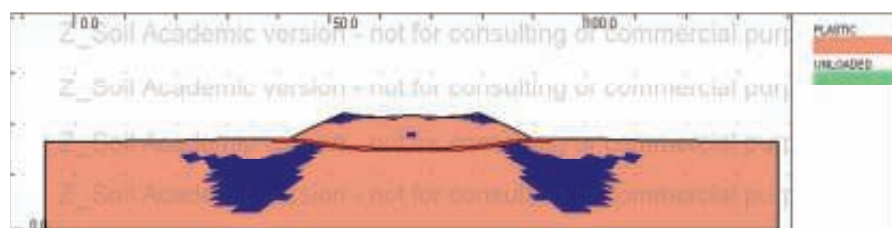
\* wartość spójności 'c' poddano redukcji odpowiadającej poszczególnym wartościom odkształceń jednostkowych  $\epsilon$ . Zredukowana wartość spójności gruntu podłoża wynosiła odpowiednio: 0,92 ( $\epsilon=0,3\text{ mm/m}$ ), 0,75 ( $\epsilon=1,5\text{ mm/m}$ ), 0,67 ( $\epsilon=3,0\text{ mm/m}$ ) spójności początkowej.

## Materiały źródłowe

- [1] Bauen mit Geokunststoffen (2003). Ein Handbuch für den Geokunststoff – Anwender. Verbund für Geokunststoffe (SVG),
- [2] Z\_Soil®.PC v2007 3D Academic, Zace Services Ltd, Lausanne, Switzerland.
- [3] Klosek K.(2007): Highway and Rail Track Foundations In Mining Site Areas. Proceedings of the Int. Symp. On 'Innovation & Sustainability of Structures – ISSS'2007; Shanghai Nov.28-30,2007. Printing-2008 by Southeast University Press, Nanjing, China,, vol2 p.856-863
- [4] Klosek K. (1999). Slope stability of rectify coal waste embankments on mining areas. Proceedings 16th Annual National Meeting of the ASSMR, Scottsdale, AR,USA,
- [5] Klosek K.(1996). Use of geosynthetics for strengthening road surface and subbase in areas with the mining activity. Proc. of the Int.Symp. on 'Earth Reinforcement',vol.I Fukuoka, Japan, Ed. - Balkema, Rotterdam: 609-614
- [6] Klosek K. (1994). Prevention of damage to highways and railroads in mining areas. Proceedings of the Int.Land and Mine Drainage Conf., Pittsburgh, PA,USA, April 24-29,1994:101-110.
- [7] Klosek K. (2001).Extreme impact of underground mining on linear transportation structures. Proceedings 18th Conf. Of ASSMR, Albuquerque, NM,USA, June 3-7,2001: 142-150
- [8] Klosek K.: Badania geosyntetyków w budownictwie kolejowym. WST – Współczesne Systemy Transportowe.1/2016, Katowice; s.26-33
- [9] Klosek k.: Foundations model for transportation infrastructure in mining site areas. Proceedings of the 6th International Conference On Structural Engineering, Mechanics and Computation Cape Town – South Africa, Ed. CRC 2016, Balkema – Taylor&Francis Group, London UK



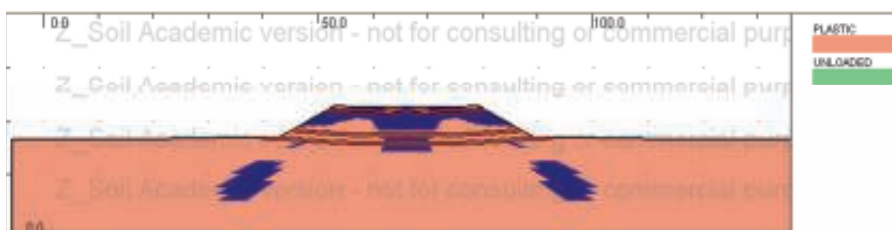
4. Deformacje przekroju poprzecznego i rozwój stref plastyczności dla modelu bez materaca z geosiatki; poprzeczne rozpełzanie terenu górniczego  $\epsilon = 1,5 \text{ mm/m}$ .



5. Deformacje przekroju poprzecznego i rozwój stref plastyczności dla modelu z materacem; geosiatka PP;  $\epsilon = 1,5 \text{ mm/m}$ .



6. Deformacje przekroju poprzecznego i rozwój stref plastyczności dla modelu z podwójnym materacem geosiatka PVA;  $\epsilon = 1,5 \text{ mm/m}$ .



7. Deformacje przekroju poprzecznego i rozwój stref plastyczności dla modelu z potrójnym materacem; geosiatka PVA;  $\epsilon = 1,5 \text{ mm/m}$ .

## Wnioski

Przedstawione w pracy wyniki analiz numerycznych współdziałania komunikacyjnych i hydrotechnicznych budowli ziemnych z podłożem górniczym wskazują na istotne zasady profilaktyki budowlanej. Powinna ona polegać na stosowaniu wzmocnień wykorzystujących efekt gruntu zbrojonego geosyntetykami. Skuteczność tych wzmocnień jest zależna przede

wszystkim od właściwej analizy statycznej budowli oraz doboru zbrojenia z uwzględnieniem jego wytrzymałości długotrwałej gwarantującej trwałość i niezawodność pracy konstrukcji w całym projektowanym okresie jej użytkowania tj. z reguły nie krótszym aniżeli 50-120 lat. ◀

# Szacowanie oddziaływania zasyпки na powłokę w obiekcie gruntowo-powłokowym na podstawie deformacji powłoki

## Estimation the interaction effects of backfill on the shell in the soil-steel structure based on deformation of the shell



Czesław Machelski

Prof. dr hab. inż.

Politechnika Wrocławska,  
Wydział Budownictwa Lądowego  
i Wodnego; Katedra Mostów i Kolei

czeslaw.machelski@pwr.edu.pl

**Streszczenie:** Charakterystyczną cechą konstrukcji gruntowo-powłokowych, w odróżnieniu od klasycznych mostów, jest duży wpływ zasyпки gruntowej i nawierzchni jezdni jako elementów nośnych obiektu. W modelu obiektu gruntowo-powłokowego wyróżnia się dwa podukłady konstrukcyjne: powłokę z blachy falistej oraz zasypkę gruntową z nawierzchnią. Współdziałanie pomiędzy nimi modeluje się jako oddziaływanie kontaktowe, czyli siły o kierunku normalnym i stycznym do powierzchni powłoki. Oddziaływania normalne te są zmienne w czasie budowy jak również podczas eksploatacji. W pracy do ich określenia wykorzystuje się warunek kolokacji polegający na tym, że wynik obliczeń uzyskany z modelu geometrii powłoki ma być zgodny w rezultatem pomiaru przemieszczenia punktu kolokacyjnego obiektu. Zaletą takiego algorytmu jest uwzględnienie cech fizycznych gruntu w warstwach zasyпки a przede wszystkim technologii jej układania i zagęszczania. Wyniki tych analiz mogą być podstawą do porównań skuteczności klasycznych modeli geotechnicznych.

**Słowa kluczowe:** Konstrukcje gruntowo-powłokowe; Oddziaływanie gruntu na powłokę; Zmiany w czasie eksploatacji; Model obliczeniowy

**Abstract:** A characteristic feature of the soil-steel structure, unlike conventional bridges, is greatly influenced by the backfill ground and the road surface as a load-bearing elements. In the model of soil-steel structure there are two structural parts: steel shell with corrugated pates and backfilling ground with road surface. The interaction between them is modeled as an contact interaction (interface), which is a normal and tangential force to the surface of the shell. These normal interactions are variable during the construction phase as well as during operation. In this paper the collocation condition is use to determine these interactions, based on the fact that the calculation result obtained from the model of the geometry of the shell is to be consistent in the result of the measurement of the movement of the collocation point in real structure. The physical characteristics of the soil in layers of backfill and especially the technology of laying and compacting is to taken into account and this is the advantage of this algorithm. The results of these analyzes can be the basis for comparing the effectiveness of conventional geotechnical models.

**Keywords:** Soil-steel structures; The backfilling ground impact of the shell; Changes during operation; Calculation model

Charakterystyczną cechą konstrukcji gruntowo-powłokowych, w odróżnieniu od klasycznych mostów, jest duży wpływ zasyпки gruntowej i nawierzchni jezdni jako elementów nośnych obiektu [1]. Sztywność samej powłoki z blachy falistej jest niewielka. Podczas układania zasyпки podlega ona znacznej deformacji bowiem jest ona geometryczną formą ograniczającą nasyp od góry i z boków w budowanym obiekcie mostowym. Z tego powodu powłoka przejmuje pełne parcie gruntu tak samo jak ściana oporowa (ale podatna). Dopiero w otoczeniu zasyпки gruntowej powłoka staje się efektywnym elementem konstruk-

cji pozwalającym na przenoszenie znacznych, komunikacyjnych obciążeń, jak na rysunku 1. Sztywność obiektów gruntowo-powłokowych jest porównywalna z klasycznymi mostami stalowymi, oczywiście największe sztywności występują w

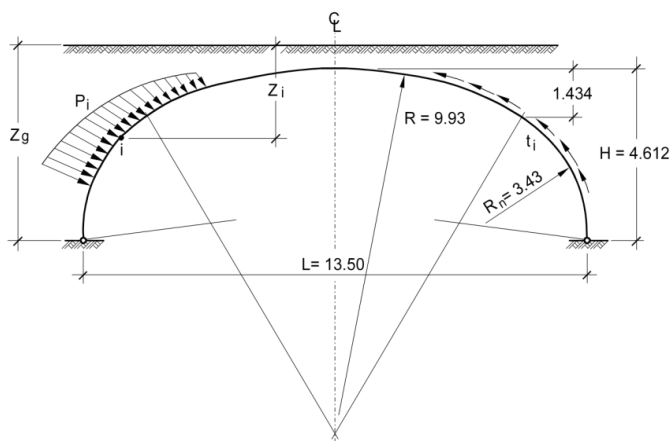
mostach murowanych [2].

Do odwzorowania pracy konstrukcji obiektów gruntowo-powłokowych w modelach MES wykorzystuje się trzy rodzaje pomiarów:

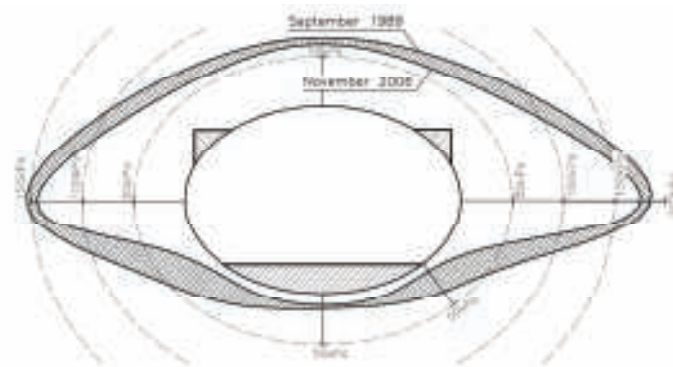
- przemieszczenia, określające deformację powłoki zanurzonej w



1. Obciążenie obiektów kolejowych sklepionego i gruntowo-powłokowego



2. Schemat sił oddziaływania gruntu na powłokę



3. Zmiana oddziaływania gruntu na powłokę w okresie siedemnastu lat eksploatacji obiektu [3]

- ośrodka gruntowym;
- odkształcenia blach falistych, służące do wyznaczenia sił wewnętrznych w powłoce;
- parcie gruntu, dające pogląd na zachowanie się konstrukcji.

W każdej z tych grup pomiarowych realizuje się odmienną metodologię badawczą a w jej wyniku otrzymuje się inne informacje o wyężeniu obiektu. W niniejszej pracy przedstawiono sposób określania oddziaływania gruntu na powłokę, wyznaczanego na podstawie jej deformacji. Wyniki tych analiz mogą służyć do sprawdzania bezpieczeństwa obiektów jak również oceny dokładności klasycznych modeli geotechnicznych [3, 4, 5].

W modelach obiektów grunto-powłokowych wyróżnia się dwa podukłady konstrukcyjne: powłokę z blachy falistej oraz pozostałą część w postaci zasypki gruntowej, nawierzchni z podbudową jezdni. Współdziałanie pomiędzy nimi modeluje się jako oddziaływanie kontaktowe (interface) w postaci sił powierzchniowych, rozkładanych z regoły na dwie składowe: normalne  $p_i$  i styczne  $t_i$ , jak na rysunku 2. Znajomość tych oddziaływań pozwala na oddzielną analizę każdego z podukładów – podobnie jak w przypadku wielkości nadliczbowych (hiperstatycznych) w metodzie sił stosowanej powszechnie w układach prętowych. W pracy wynikiem oddziaływań  $p_i$  i  $t_i$  jest deformacja powłoki określana przez przemieszczenia punktów pomiarowych w

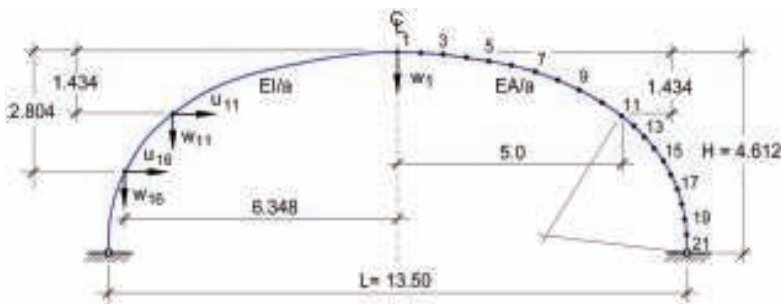
postaci składowych pionowych w i poziomych  $u$ . Są one mierzone z zastosowaniem technik geodezyjnych – wystarczająco dokładnych z uwagi na duże wartości przemieszczeń. Na rysunku 2 przedstawiono schemat przekroju poprzecznego analizowanej powłoki i oddziaływanie gruntu. W pracy rozpatruje się fazę budowy, gdy poziom zasypki wynosi  $z_g$  oraz jej użytkowanie przy pełnym naziomiu z nawierzchnią drogową.

Analiza sił wewnętrznych i przemieszczeń drugiego podukładu jest trudna do identyfikacji z uwagi na jego złożoną, warstwową budowę i indywidualne cechy fizyczne każdej warstwy. Ustalenie przemieszczeń gruntu na podstawie deformacji powłoki jest bardzo trudne z uwagi na możliwość powstawania poślizgów w styku blachy i gruntu podczas obciążeń. Stąd wynika konieczność śledzenia wartości sił  $t_i$  uwikłanych z  $p_i$ . Pomiedzy podukładami występuje jako stała zasada wzajemność sił.

Oddziaływania gruntu na powłokę są zmienne w czasie budowy jak również podczas eksploatacji obiektu. Na wartości sił kontaktowych główny wpływ ma położenie analizowanego punktu względem poziomu zasypki  $z_i$  jak na rysunku 2. Jednak istotne znaczenie mają cechy fizyczne gruntu wynikające również z technologii zagęszczania zasypki, jej grubości po obydwu stronach powłoki, użyty sprzęt, warunki klimatyczne, przerwy robocze [1]. Efekty te, o cechach losowych, są odwzorowane w deformacji po-

włoki – są zapisem procesu budowy obiektu. Na podstawie przemieszczeń po zakończeniu budowy ocenia się jakość prac w tych obiektach. W przypadku powłok o wyróżniającej się geometrii przygotowuje się prognozę przemieszczeń – analogicznie jak w programach sprężania mostów betonowych.

Po wybudowaniu obiektu i podczas jego eksploatacji obserwowane są zmiany oddziaływań pomiędzy gruntem a powłoką. Na rysunku 3 przedstawiono jeden z przykładów wyników badań obiektu w Dovre (Norwegia). Powłokę wykonano jako elipsę poziomą o rozpiętości  $L = 10,78$  m i wysokości  $H = 7,13$  m z naziomem o grubości 4,2 m. Powłokę utworzono z blachy falistej o typowym profilu MP 200x55x7. W narożach powłoki wykonano betonowe żebra usztywniające o kształcie trójkątnego przekroju poprzecznego, widoczne na rysunku 3. Powodują one znaczne zaburzenia rozkładu oddziaływań pomiędzy gruntem a powłoką [3, 4]. Największe wartości składowej normalnej oddziaływania  $p_i$  uzyskano na głębokości 7,8 m od poziomu jezdni (naziomu) ok. 180 kPa. Oddziaływanie gruntu na powłokę w jej kluczu wynosi ok. 75 kPa przy grubości naziomu 4,2 m a więc przy minimalnym wpływie zjawiska przesklepienia. W podsumowaniu wyników badań w [3] stwierdzono 30% redukcję nacisku na powłokę po dwudziestoletniej eksploatacji obiektu.



4. Model obliczeniowy powłoki i przemieszczenia punktów kolokacyjnych

## Model oddziaływania gruntu na powłokę

Podział obiektu na dwa podukłady konstrukcyjne pozwala na niezależną analizę powłoki poddanej obciążeniu zewnętrznemu w postaci sił o składowych  $p$  i  $t$  w obiekcie gruntowo-powłokowym. Są one wzajemnym oddziaływaniem zasypki gruntowej z drugiego podukładu. Powłoka z blachy falistej jest idealnym modelem sprężystego układu o sztywności na zginanie  $EI/a$  oraz na siły osiowe  $EA/a$  (gdzie  $a$  jest długością fali w blasze o typowym symbolu np. MP axfxt).

W pracy do określenia oddziaływania wzajemnego podukładów wykorzystuje się warunek kolokacji polegający na tym, że wynik pomiaru przemieszczenia punktu kolokacyjnego obiektu, oznaczonego jako  $s$ , ma być zgodny z rezultatem obliczeń uzyskany w modelu geometrii powłoki, jak w równaniu

$$s = f_{sp} \cdot p. \quad (1)$$

Zatem po lewej stronie równania (1) wykorzystuje się pomiary i stan przemieszczeń obiektu a po prawej stronie (1) efekt deformacji obliczony z użyciem modelu zjawiska. We wzorze (1)  $p$  jest wektorem siły równomiernie rozłożonej (składowej normalnej oddziaływania gruntu na powłokę) na paśmie obwodowym powłoki określonym w węzłach podziału powłoki na elementy, jak na rysunkach 2 i 4, o postaci

$$p = \text{col}\{p_1, p_2, p_3, \dots, p_i, \dots, p_n\}.$$

(2)

Wektor  $f_{sp}$  jest funkcją wpływu prze-

mieszczenia  $s$  od oddziaływań składowych normalnych  $p$

$$f_{sp} = \{f_1, f_2, f_3, \dots, f_i, \dots, f_n\}. \quad (3)$$

Składowe oddziaływania styczne  $t$  i normalne  $p$  są wzajemnie uwikłane poprzez współczynnik tarcia. W pracy i w wynikach pomiarów, jak na rysunku 3, pomija się wpływ składowej stycznej na przemieszczenia.

Z postaci równania (1) i wzorów (2) i (3) widoczna jest wada przedstawionej metodyki analizy określana jako niejednoznaczność rozwiązania. Polega ona na tym, że znaczną liczbę wyznaczanych wyrazów  $p_i$  uzyskuje się na podstawie jednej wartości  $s$  z wykorzystaniem warunku kolokacji (1). Wobec tego do szacowania funkcji oddziaływania  $p$  przydatne może być rozwiązanie Coulomba [5] ujęte w formie statycznego parcia gruntu

$$p_i = \gamma_g \cdot K_a \cdot z_i - 2c\sqrt{K_a}, \quad (4)$$

gdzie:  $\gamma_g$  – ciężar objętościowy gruntu,  $c$  – współczynnik kohezji. Rozkład parcia w (4) jest liniową zależnością od grubości zasypki  $z_i$  (odległość analizowanego punktu od poziomu naziomu, jak na rysunku 2). W funkcji wielu zmiennych  $K_a(\alpha, \beta, \phi, \delta)$  uwzględnia się kształt powłoki oraz parametry gruntu [5]. Należy przy tym pamiętać, że zależność (4) dotyczy parcia gruntu na masywne ściany oporowe a nie na wiotką powłokę z blachy falistej, jak w pracy.

Rozbieżność pomiędzy wynikiem obliczeń a wartościami  $p_i$  z (4) mogą być znaczne. Bowiem w obliczanych z wykorzystaniem (1) wartościach oddziaływań  $p_i$  uwzględnia

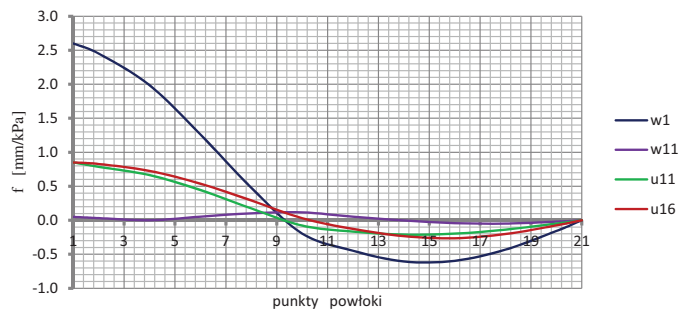
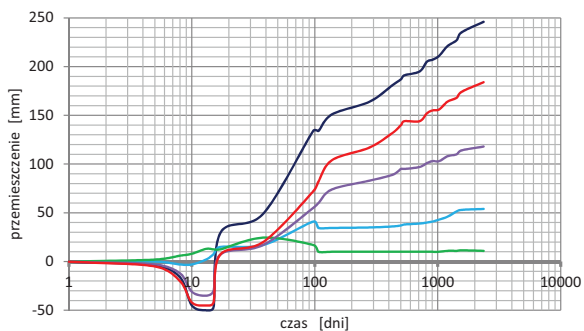
się rzeczywiste parametry fizyczne zasypki gruntowej, jej układ warstwowy o zróżnicowanych cechach fizycznych wynikających ze stopnia zagęszczenia a czasem odmiennego rodzaju gruntu. Ważnym efektem jest technologia układania zasypki. W wybudowanym obiekcie istotne znaczenie mają pozostałe elementy drugiego podukładu np. nawierzchnia. Solidną podstawą zależności (3) są charakterystyki statyczne pierwszego podukładu takie jak kształt i rozkład sztywności blachy falistej - uwzględnione w wyrazach wektora wpływu przemieszczenia  $f_i$  [mm/kPa].

Do uzyskania wiarygodnych oszacowań funkcji oddziaływań  $p$  z (1) korzysta się z metodologii kolejnych przybliżeń. Dokładność wyrazów wektora  $p_i$  jest większa gdy wykorzystuje się kilka warunków kolokacyjnych czyli przemieszczeń punktów  $s$ , jak w przykładzie podanym w pracy.

## Analizowany obiekt

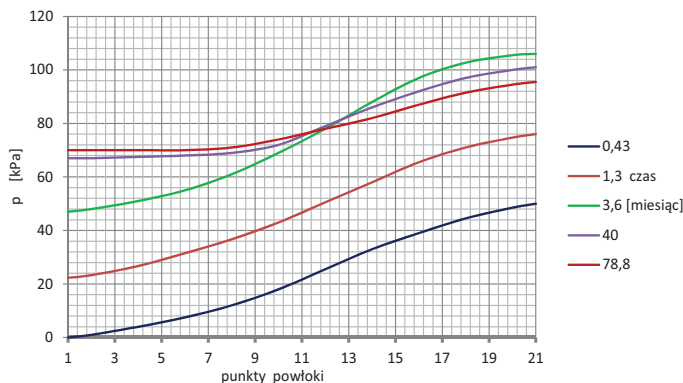
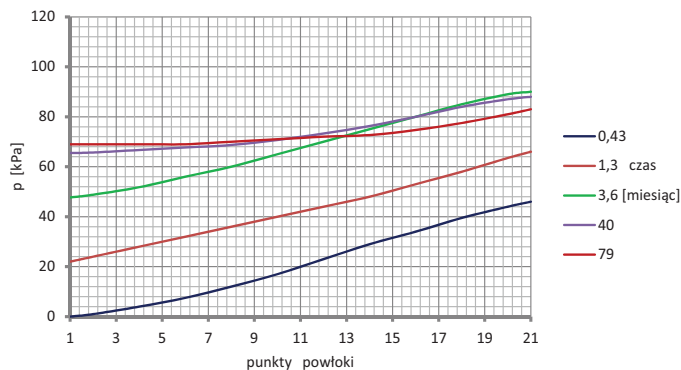
Na rysunkach 2 i 4 przedstawiono kształt przekroju poprzecznego analizowanego przykładu typowego obiektu o symbolu SC-15NA [6]. Powłokę wykonano jako paraboliczną o rozpiętości  $L = 13,50$  m i wysokości  $H = 4,68$  m z naziomem o grubości 3,72 m. Powłokę utworzono z blachy falistej o profilu SC 381x130x7. Z pomiarów deformacji podczas budowy i eksploatacji wynika, że jest ona zbliżona do symetrycznej – co wykorzystano w modelu obliczeniowym podanym na rysunku 4. Do szacowania oddziaływań zasypki na powłokę wykorzystuje się pomiary przemieszczeń punktów, jak po lewej stronie rysunku 4. Punkty te, o jednakowej liczbie, rozmieszczone są na powłoce o dwóch promieniach krzywizny. Wśród tych punktów wyróżniono miejsca pomiarowe: w kłuczu powłoki oraz dwa punkty na jej poboczniczy [6].

Na rysunku 5 przedstawiono zmiany przemieszczeń punktów pomiarowych zarejestrowane w czasie budowy (1-67 dni) oraz użytkowania



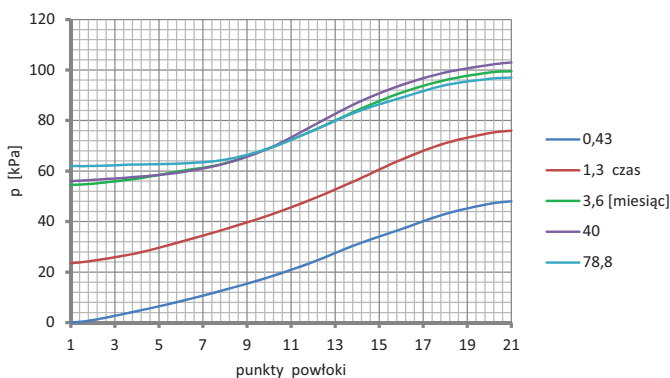
5. Zmiany przemieszczeń punktów powłoki podczas budowy i eksploatacji obiektu

6. Funkcje wpływu przemieszczeń powłoki



7. Zmiany oddziaływania  $p(w_i)$  obliczonego z warunku kolokacji  $s = w_i$

8. Zmiany oddziaływania  $p(u_i)$  obliczonego z warunku kolokacji  $s = u_i$



9. Zmiany oddziaływania  $p(u_i)$  obliczonego z warunku kolokacji  $s = u_{i6}$

objektu przez ponad sześć lat. Z wykresów tych wynika, że dominujące wartości przemieszczeń dotyczą  $w_1$ ,  $u_{11}$  i  $u_{16}$  a funkcje te są proporcjonalne względem czasu. W pracy wykorzystano te przemieszczenia jako wartości  $s$  w warunku kolokacyjnym (1).

Na rysunku 6 przedstawiono funkcje wpływu wybranych przemieszczeń gdy obciążeniem jest siła równomiernie rozłożona nad analizowanym punktem  $i$ , na dwóch odcinkach pomiędzy punktami  $i-1$ ,  $i$ ,  $i+1$ . Z wykresów tych wynika, że do określania oddziaływań  $p_i$  przydatne są przemieszczenia  $w_1$  oraz  $u_{11}$  i  $u_{16}$ . Istotne znaczenie do określenia oddziaływania na klucz powłoki  $p_i$

ma funkcja wpływu  $f(w_1)$  – zatem można ją przyjąć jako podstawową. Z wykresów  $f(u_{11})$  oraz  $f(w_{16})$  widoczne jest, że niewielkie zmiany  $p_i$  wpływają znacząco na przemieszczenia poziome w pachwinie powłoki. Możliwość wykorzystania funkcji  $f(w_{11})$  jako warunek kolokacji są ograniczone co jest również widoczne w wartościach podanych na rysunku 5. Odcinki pomiędzy punktami 1-11 są dłuższe niż pomiędzy punktami 11-21 stąd zauważalne są nieciągłości funkcji wpływu w punkcie 11.

### Oddziaływania gruntu na powłokę

Składowe normalne sił oddziaływa-

nia gruntu na powłokę  $p_i$  wyznaczono w trzech fazach budowy (1-107 dni) i trzech wycinkach czasowych eksploatacji obiektu (107 – 2364 dni). W tabl. 1 zamieszczono zmierzone przemieszczenia punktów pomiarowych, jak na rys. 6, wykorzystane do obliczeń  $p_i$ . W ostatniej kolumnie podano wartości parcia gruntu w punkcie podporowym 21 (betonowa ściana pionowa podparcia powłoki) obliczone ze wzoru (4) przy przyjęciu  $c = 0$  oraz jako stałej

$$\gamma_g \cdot K_a = 12 \text{ kN/m}^3, \quad (5)$$

stąd

$$p_{21} = 12 \cdot z_g. \quad (6)$$

W badaniach gruntu zasypki tego obiektu uzyskano wyjątkowo dużą wartość  $\gamma_g = 23,5 \text{ kN/m}^3$  stąd z (5) oszacowano również wysoką wartość  $K_a = 0,51$  oczywiście uzyskaną z uproszczonego wzoru (4), czyli bez uwzględnienia kohezji  $c$ .

Na rysunku 7 przedstawiono wyniki obliczeń oddziaływania  $p_i$  wyznaczone z warunku (1) gdy  $s = w_1$  czyli na podstawie ugięcia klucza powłoki. Wykresy podane na rysun-

ku 8 uzyskano w podobny sposób lecz z wykorzystaniem przemieszczenia poziomego  $u_{11}$ . W przypadku rysunku 9 jako warunek kolokacyjny (1) przyjęto przemieszczenie poziome bocznej ściany powłoki  $u_{16}$ . Ponieważ każdy z warunków kolokacji rozpatruje się niezależnie otrzymuje się nieco inne rozkłady sił  $p(s)$  podane na rysunkach 7-9. Jako sprawdzenie skuteczności oszacowanych oddziaływań wykorzystuje się równanie (1) ale w zastosowaniu do pozostałych punktów pomiarowych powłoki. Oczywiście w punktach pomiarowych wykorzystanych w warunku kolokacji uzyskuje się pełną zgodność – z założenia. W tabelicy 2 zamieszczono obliczone w ten sposób przemieszczenia.

Z porównania wykresów podanych na rysunkach 7-9, dla tych samych wycinków czasowych widoczna jest mała ich różnica pomimo zmiany warunku kolokacyjnego – co można uznać za dobre oszacowanie oddziaływania  $p(s)$ . Z analizy przemieszczeń podanych w tabelicy 2 wynikają znaczne ich różnice pomimo niewielkich zmian  $p(s)$  – co można uważać jako poparcie wcześniejszego wniosku. Na rozbieżności wyników podanych na rysunkach 7-9 i tabelicy 2 ma wpływ zastosowane uproszczenie w postaci symetrii modelu - było ono podstawą metodyki badań obiektu [6]. Wcześniej pominięto wpływ sił stycznych  $t_i$ . Istotne znaczenie podanych na rysunkach 7-9 wykresów ma oszacowanie zmiany oddziaływań gruntu na powłokę w przypadku braku stabilizacji przemieszczeń powłoki (propagacji deformacji w czasie eksploatacji), podanych na rysunku 5.

## Podsumowanie

Do odwzorowania pracy konstrukcji obiektów gruntowo-powłokowych w modelach MES [9, 10] i oceny ich bezpieczeństwa w trakcie budowy i użytkowania [1, 6, 7] wykorzystuje się trzy rodzaje pomiarów:

- przemieszczenia powłoki z zastosowaniem technik geodezyj-

Tab. 1. Zmiany przemieszczeń i oddziaływań w czasie budowy i eksploatacji obiektu

Czas[dni]	Przemieszczenia punktów [6] [mm]			Oddziaływanie	
	$w_1$	$u_{11}$	$u_{16}$	$z_g$ [m]	$p_{21}$ [kPa]
13	-50	-17,5	-22,5	4,7	56,4
38	49	8,5	10	6,5	78,0
107	134	30	41	8,4	100,8
1200	221	54	82		
2364	246	59	92		

nych [1, 6, 7];

- odkształcenia blach falistych powłok z użyciem tensometrów [1, 7, 8];
- parcia zasyпки gruntowej na powłokę z użyciem presjometrów [3, 4, 11].

W każdej z tych grup pomiarowych realizuje się odmienną metodologię badawczą a w jej wyniku otrzymuje się inne informacje o wyężeniu obiektu. Z przykładu podanego w niniejszej pracy na podstawie przemieszczeń powłoki uzyskuje się naciski gruntu na powłokę, jak z pomiarów presjometrycznych. Na podstawie deformacji powłoki otrzymuje się również naprężenia w blasze falistej jak w wynikach podanych np. w [1, 2, 7, 8] a więc z zastosowaniem pomiarów tensometrycznych. Zatem wyniki pomiarów przemieszczeń dają ogólniejszy pogląd na pracę konstrukcji niż wymienione wcześniej metodyki pomiarowe. Pomiar geodezyjne deformacji powłoki podczas budowy są również wykonywane do innych prac natomiast do pomiarów tensometrycznych i presjometrów niezbędna jest specjalistyczna obsługa i sprzęt.

Określanie oddziaływania gruntu na powłokę jest tradycyjnym zadaniem geotechnicznym. Przy naziomnie obciążonym siłą skupioną jest to zadanie Bousinesqu'a. W przypadku ciężaru własnego zasyпки gruntowej (z rozłożonym obciążeniem naziomu) są to klasyczne rozwiązania: Coulomb'a, Müller'a-Breslau'a, Rankina. W przypadku powłok z blach falistych, były stosowane do projektowania sposoby: Duncan'a, Spanglera, Wite'a i Layer'a oraz Meyerhafa i Baika'a lub Klöpel'a – Glöck'a [11] i wiele innych. W wielu pracach np. [3, 4, 7, 10, 11] podjęto próby określenia

Tab. 2. Wyniki obliczeń przemieszczeń punktów pomiarowych powłoki

Czas pomiaru[dni]	Przemieszczenia punktów [mm]		
	$w_1$	$u_{11}$	$u_{16}$
13		-16,70	-18,16
	-52,72		-19,25
	-59,41	-20,09	
38		15,84	21,84
	27,34		13,12
	19,81	6,09	
107		26,22	56,20
	144,12		59,51
	96,98	13,80	
1200		81,08	89,62
	142,0		58,41
	203,0	74,93	
2364		80,69	99,28
	179,64		72,65
	227,50	74,55	

parcia gruntu na powłokę z zastosowaniem różnych metod badawczych.

W pracy podano możliwość uzyskania oddziaływań  $p_i$  na podstawie deformacji powłoki. Uzyskuje się to metodą kolejnych przybliżeń a wynik oszacowania zależy od przyjętego punktu kolokacyjnego. Zaletą takiego algorytmu jest uwzględnienie cech fizycznych gruntu w warstwach zasyпки a przede wszystkim technologii jej układania i zagęszczenia.

Wyniki tych analiz mogą być podstawą do porównań skuteczności klasycznych modeli geotechnicznych, wymienionych wyżej. Pomiar oddziaływań gruntu na powłokę wykonywane są sporadycznie. ◀

## Materiały źródłowe

- [1] Machelski C. Budowa konstrukcji gruntowo-powłokowych. Dol-

- nośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2013.
- [2] Machelski C. Szywność obiektu mostowego jako parametru użytkowego konstrukcji inżynierskich. Przegląd Komunikacyjny 2/2016 s. 27-32.
- [3] Vaslestad J., Kunecki B., Johansen T.H. Twenty one year pressure measurements on buried flexible steel structure. Archives of Institute of Civil Engineering. No 1/2007 p. 233-244.
- [4] Bakht B. Evaluations of the design methods for soil-steel structures in Canada. Archives of Institute of Civil Engineering. No 1/2007 p. 7-22.
- [5] Jaske T., Prздеcki T., Rossiński B. Mechanika gruntów. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1966.
- [6] Machelski C., Janusz L., Czerepak A. Estimation of Stress level in the Corrugated Soil-Steel Structure Based on Deformation in the Crown. Journal of the Traffic and Transportation Engineering 5(2016), p. 186-193.
- [7] Machelski C. Estimation of internal forces in the shell of soil-steel structures on the basis of its displacements during backfilling. Studia Geotechnica et Mechanica. 1/2009 p. 19-38.
- [8] Machelski C. Skuteczność pomiarów geodezyjnych podczas budowy obiektów gruntowo-powłokowych. Mosty 8/2016 s. 24-28.
- [9] Czerepak A., Tomala P., Wysokowski A. Comparison of test and calculation results of corrugated steel plate box structure MP150. Archives of Institute of Civil Engineering. No 1/2007 p. 53-63.
- [10] Szajna W.S. Numerical model for the analysis of construction process of soil-steel culverts. Archives of Institute of Civil Engineering. No 1/2007 p. 215-223.
- [11] Klöppel K., Glöck D. Theoretische und experimentelle Untersuchungen zu den Traglastproblemen bigeweicher in die Erde eingebetteter Rohre. Veröffentlichung des Instituts Statik und Stahlbau der Technische Hochschule Darmstadt 3/1979, H-10.

REKLAMA



## CZAS NA INNOWACYJNE BUDOWNICTWO

Oferujemy profesjonalne usługi z zakresu:

- budowy infrastruktury komunikacyjnej, sieci instalacyjnych i obiektów hydrotechnicznych,
- wykonywania pomiarów geodezyjnych, tworzenia map do celów projektowych, wytyczenia budynku i sieci.



W BUDOWNICTWIE WYBIERZ FIRME,  
KTÓREJ MOŻESZ ZAUFAĆ

Zobacz, co już wybudowaliśmy  
i dla kogo pracowaliśmy:  
[www.gm-roads.pl](http://www.gm-roads.pl)

**Biuro:**

ul. Krzemieniecka 47,  
54-613 Wrocław

**Budownictwo inżynierskie:**

tel.: (71) 300 12 40  
e-mail: [info@gm-roads.pl](mailto:info@gm-roads.pl)

**Geodezja:**

tel.: 697 660 932  
e-mail: [m.wozniak@gm-roads.com](mailto:m.wozniak@gm-roads.com)

**Siedziba firmy:**

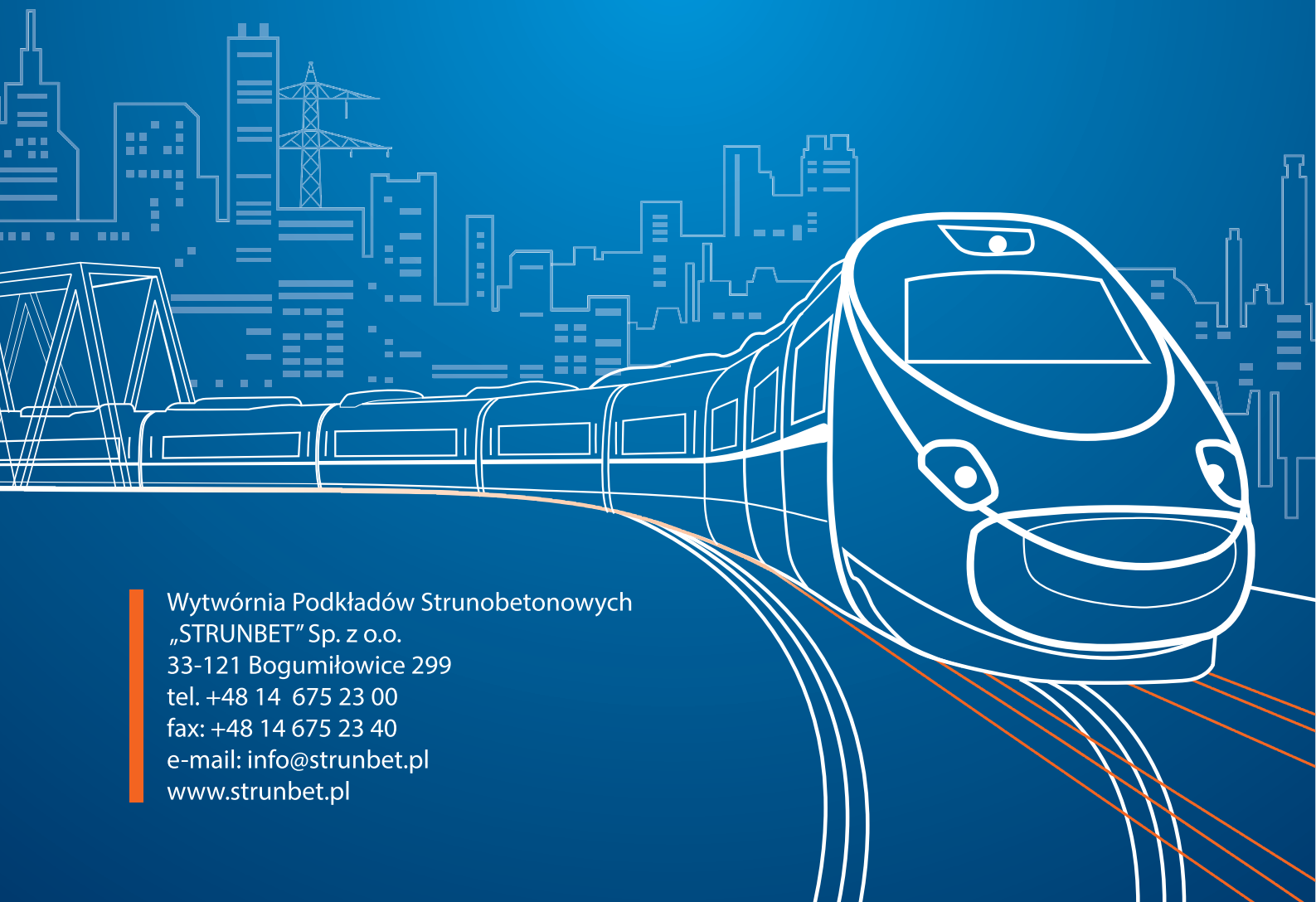
ul. Wrocławska 41, Łażany  
58-130 Żarów



## Wytwórnia Podkładów Strunobetonowych STRUNBET Sp. z o.o.

- Podrozdznice strunobetonowe
- Podkłady kolejowe strunobetonowe
- Podkłady tramwajowe strunobetonowe
- Podkłady podsownicowe PS-D-N i PS-D-W
- Podkłady wzdłużne tramwajowe
- Płyty żelbetowe

Wytwórnia Podkładów Strunobetonowych  
„STRUNBET” Sp. z o.o.  
33-121 Bogumiłowice 299  
tel. +48 14 675 23 00  
fax: +48 14 675 23 40  
e-mail: [info@strunbet.pl](mailto:info@strunbet.pl)  
[www.strunbet.pl](http://www.strunbet.pl)





**REKMA Sp. z o.o.**

ul. Szlachecka 7

32-080 Brzezie

tel. +48 12/633 59 22

fax +48 12/397 52 20

[www.rekma.pl](http://www.rekma.pl)

- Dylatacje bitumiczne EMD typ Rekma
- Dylatacje mechaniczno-asfaltowe SILENT-JOINT<sup>RESA</sup>
- Szczeliny dylatacyjne w nawierzchniach betonowych i asfaltowych
- Naprawa spękań nawierzchni
- Specjalistyczne cięcie nawierzchni betonowych i asfaltowych
- Wypełnianie szczelin dylatacyjnych w torowiskach tramwajowych
- Natrysk środkami hydrofobowymi i hydrofilowymi
- Rowkowanie (grooving) nawierzchni
- Specjalistyczne wiercenie otworów pod kotwy i dyble
- Kruszenie nawierzchni betonowych metodą ultradźwiękową – RMI



**SPECJALISTYCZNE PRACE DROGOWE**



PN-EN ISO 9001:2009