

AWARIA URZĄDZEŃ DYLATACYJNYCH WIADUKTU SPOWODOWANA PĘCZNINIEM NASYPU DROGOWEGO

SŁAWOMIR KWIECIEŃ, *e-mail: slawomir.kwiecien@polsl.pl*

ANDRZEJ RADZIECKI

MAREK SALAMAK

Politechnika Śląska

Streszczenie: W trakcie przeglądu wiaduktu drogowego, krótko po jego oddaniu do użytku, zaobserwowano całkowite zwarcie się szczelin dylatacyjnych zlokalizowanych przy obu przyczółkach. Analiza posadowienia obiektu na występujących w podłożu gruntach nośnych i sztywnych wykazała spełnienie warunków stanów granicznych. Zaobserwowany rodzaj i charakter przemieszczeń, ich regularność po obu stronach wiaduktu oraz stwierdzone nierówności nawierzchni nasypu drogowego skierowały uwagę autorów na możliwość wystąpienia pęcznienia warstw żużlowych wbudowanych w przylegającym do wiaduktu nasypie. Przeprowadzone analizy MES potwierdziły przypuszczenia autorów i wskazały na jednoznaczną przyczynę awarii.

Słowa kluczowe: grunty atropogeniczne, pęcznienie żużli, dylatacje, mosty

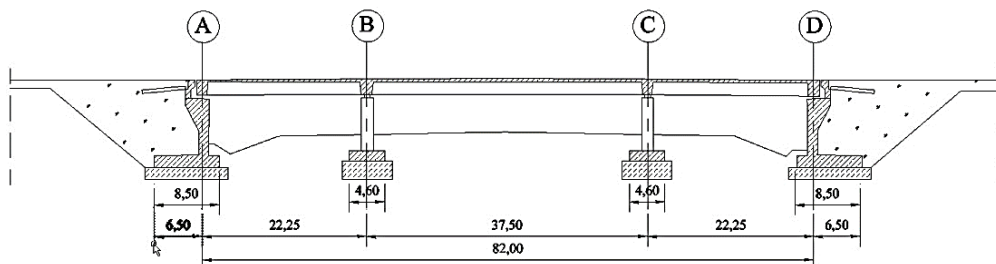
1. Wstęp

Rozwój infrastruktury drogowej powoduje duże zapotrzebowanie na materiały niezbędne do budowy nasypów. W pierwszej kolejności wykorzystuje się do tego celu grunty pochodzące z wykopów. Jeżeli nie pokrywają one potrzeb, to poszukiwane są materiały atrakcyjne nie tylko z ekonomicznego punktu widzenia, ale przede wszystkim dostępne w dużych ilościach. Takie wymagania spełniają grunty atropogeniczne, powstające przy wydobywaniu węgla, wytwarzaniu stali, czy ciepłownictwie. Są to między innymi: łupki przywęglowe, popioły oraz żużle. Jak podaje Pisarczyk [1], łącznie w Polsce zalega na hałdach nawet do miliarda ton tego typu odpadów. Norma drogowa PN-S-02205 [2] dopuszcza ich zastosowanie, choć pod pewnymi warunkami. W przypadku żużli jest to między innymi zakończenie procesów rozpadów, mogących spowodować wzrost objętości materiału. W przeciwnym razie, jak pokazała np. Gawlik [3], powoduje to powstanie różnego rodzaju awarii obiektów, konstrukcji itp.

W artykule przedstawiono awarię urządzeń dylatacyjnych wiaduktu drogowego polegającą na ich pełnym zaciśnięciu. Ponieważ ustrój nośny tego wiaduktu jest konstrukcją sprężoną, to stan taki może być bardzo niebezpieczny z uwagi na zmianę schematu statycznego i powstanie dodatkowych sił wewnętrznych w dźwigarach. Wstępne podejrzenia związane z ewentualnym brakiem stateczności przyczółków zostały wyeliminowane po szczegółowej analizie posadowienia obiektu. Wykazano spełnienie wszystkich warunków stanów granicznych nośności i użyteczności. Dopiero zaobserwowane deformacje nawierzchni drogowej na dojazdach skłoniły autorów do przeanalizowania wpływu pęcznienia nasypów na przemieszczenia poziome przyczółków i zamknięcie się dylatacji. Okazało się, że awaria ta powstała na skutek pęcznienia żużli użytych do budowy nasypów i stożków w bezpośrednim sąsiedztwie wiaduktu.

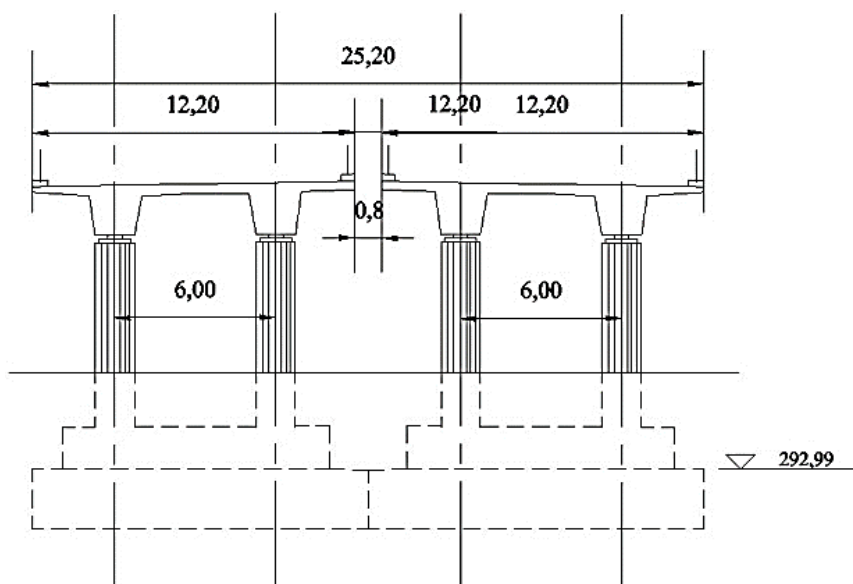
2. Charakterystyka obiektu

Przedmiotowy wiadukt to obiekt trójprzęsłowy, ciągły o teoretycznych rozpiętościach prześseł $22,25 + 37,50 + 22,25 = 82,00$ m (rys. 1). Szerokość całkowita wiaduktu wynosi 25,20 m (rys. 2) natomiast pojedynczej konstrukcji – 12,20 m. Na obu nitkach wydzielone zostały jednokierunkowe jezdnie o szerokości między krawężnikami 10,60 m. Ustrój nośny obiektu (o długości całkowitej 84,00 m) stanowią dwie niezależne konstrukcje dwubelkowe pod każdą jezdnią (rys. 2) wykonane z betonu sprężonego klasy C35/45. Trapezowe dźwigary mają stałą wysokość konstrukcyjną 1,80 m. Osiowy rozstaw dźwigarów wynosi 6,00 m. Są one połączone płytą pomostową o grubości 30 cm i mają wykształcone obustronne wsporniki o wysięgu 2,10 m.



Rys. 1. Przekrój podłużny wiaduktu (szkic)

Konstrukcje podpór są oddzielne pod każdą jezdnią. Przyczółki stanowią ściany czołowe, do których w górnej części zostały podwieszone niewielkie, prostopadłe skrzydełka. Częścią przyczółków są skośne ściany boczne ograniczające nasyp, ukształtowane w postaci murów wykonanych z prefabrykatów T-wall. Mury zostały posadowione na gruncie wzmocnionym technologią jet-grouting. Filary zaprojektowano jako dwusłupowe, bez zwieńczającego oczepu i zamocowane w ławie fundamentowej. Projektowe średnice słupów 1,40 m, podczas budowy zwiększono do 1,50 m.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny (szkic)

Ustrój nośny opiera się na podporach za pośrednictwem łożysk garnkowych. Pod każdą belką znajduje się jedno łożysko. Na filarze C zastosowano łożyska nieprzesuwne oraz jednokierunkowo przesuwne o swobodzie przesuwu w kierunku poprzecznym do osi wiaduktu. Na pozostałych podporach przyjęto po jednym łożysku jednokierunkowo przesuwным wzdłuż osi obiektu (prowadzące) i po jednym wielokierunkowo przesuwным.

Na styku ustroju nośnego z przyczółkami wbudowane zostały jednomodułowe urządzenia dylatacyjne szczelne, o swobodzie przesuwu ± 40 mm.

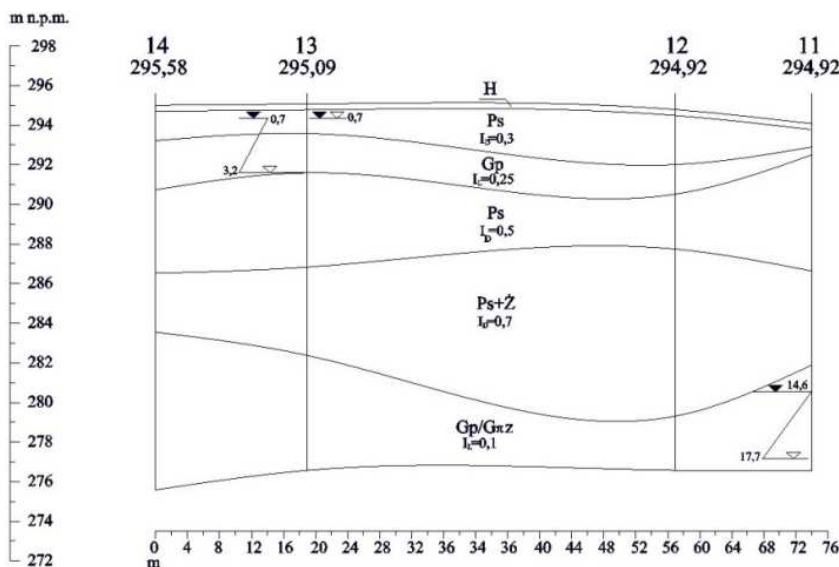
Zasypkę za przyczółkami wykonano w warstwach o miąższości 30 cm z dolomitu frakcji 0–31,5 mm (od strony przyczółka A, trzy pierwsze warstwy) i pospółki, zagęszczając materiał do wskaźnika zagęszczenia równego co najmniej 1,0.

Dochodzące do wiaduktu po obu stronach nasypy drogowe wykonane zostały z żużla hutniczego, niesortowanego, pochodzącego z hutnictwa cynku i ołowiu. Przeprowadzone w dwu różnych ośrodkach badania materiału wykazały jego dużą niejednorodność. Różnice w wilgotności dochodziły do 300%, w wilgotności optymalnej – do 70%, a maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego różniła się do 18%. Nie określono przy tym kilku z wymaganych specyfikacją badań tj. zawartości cząstek mniejszych niż 0,02 mm, pęcznienia liniowego materiału oraz kapilarności bierniej.

3. Warunki gruntowo-wodne

Podłoże gruntowe pod obiektem rozpoznane zostało dziesięcioma otworami wiertniczymi oraz ośmioma sondowaniami statycznymi CPTU. Głębokość przeprowadzonych badań wyniosła od 12 do 20 m p.p.t.

Jak wynika z przeprowadzonych badań, podłoże w wierzchniej warstwie (do 2,7 m p.p.t.) budują torfy, namuły, luźne ($I_D = 0,3$) piaski średnie oraz pyły i gliny (pylaste – G_{Π} i piaszczyste – G_p) w stanie na pograniczu twardoplastycznego i plastycznego ($I_L = 0,25$). Warstwy słabsze podścielają średnio zagęszczone ($I_D = 0,5$) i zagęszczone ($I_D = 0,7$) piaski różnej granulacji z dodatkiem żwirów występujące do głębokości ok. 12 m, a poniżej pakiet twardoplastycznych ($I_L = 0,1$) glin (piaszczystych – G_p , zwięzłych – G_z i piaszczystych zwięzłych – G_{pz}).



Rys. 3. Przekrój geotechniczny w osi obiektu

W podłożu stwierdzono występowanie trzech poziomów wodonośnych:

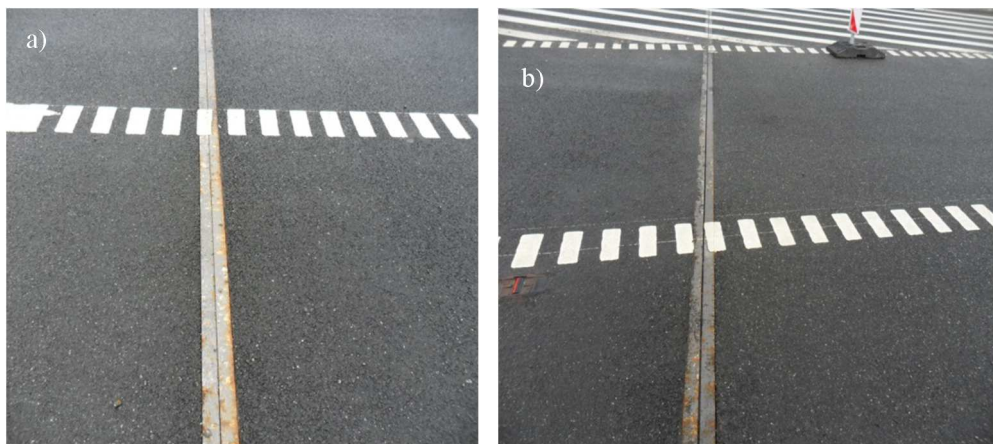
1. Pierwszy poziom wodonośny (o charakterze swobodnym) stwierdzono w piaskach na głębokości od 0,5 do 1,5 m p.p.t.
2. Drugi poziom wód gruntowych (o charakterze napiętym) nawiercono w piaskach na głębokości od 1,3 do 4,2 m p.p.t. Ich zwierciadło ustabilizowało się na głębokości od 0,5 do 1,5 m p.p.t.
3. Trzeci poziom wodonośny (również o charakterze napiętym) nawiercono w warstwie glin na głębokości 17 do 17,7 m p.p.t. Zwierciadło ustabilizowało się na głębokości od 14,6 do 14,8 m p.p.t.

Ze względu na występowanie w wierzchniej warstwie gruntów o mniejszej nośności i sztywności, posadowienie wszystkich podpór zaprojektowano jako bezpośrednie na warstwie wymienionego gruntu. Ostatecznie płyty fundamentowe przyczółków i ławy filarów zostały wykonane w ściankach szczelnych, w których z uwagi na wysoki poziom wód gruntowych, zamiast wymiany gruntu wykonano „korki” z betonu żwirowego (C16/20), o grubości 1,50 (1,30) m, wybetonowane pod wodą metodą kontraktor.

4. Opis problemu

Już po oddaniu do użytku odcinka drogi przebiegającej pod wiaduktem, wiosną 2013 r., zaobserwowano nienaturalne zawężanie się szczelin dylatacyjnych po obu stronach wiaduktu. Początkowo w większym stopniu w osi przyczółka D, a następnie również w osi A. Inwentaryzacja przeprowadzona przez projektanta w czerwcu 2013 r. wykazała pełne zwarcie dylatacji D i wąską szczelinę (4–6 mm) w osi A. Temperatura powietrza mieściła się wówczas w przedziale 15–18°C.

Miesiąc później, w czasie oględzin wykonanych przez autorów dwukrotnie: przy słonecznej pogodzie i temperaturze powietrza około 25°C oraz przy zachmurzeniu, opadach deszczu i temperaturze 15°C, profile dylatacyjne po obu stronach wiaduktu były zwarte (rys. 4a i 4b). Jednakowe zachowanie się szczelin dylatacyjnych wystąpiło na obu częściach obiektu – zarówno na obciążonej ruchem drogowym części północnej wiaduktu, jak i na nie obciążonej, części południowej.



Rys. 4. Widok dylatacji: a) oś D, b) oś A

Nie stwierdzono żadnych uszkodzeń samych urządzeń dylatacyjnych ani nawierzchni na styku z nimi, czy też zarysowań betonowej konstrukcji np. skrzydeł przyczółków.

Montaż dylatacji z wstępnym ustawieniem uwzględniającym temperaturę konstrukcji w dniu wbudowania miał miejsce ponad rok wcześniej, przy temperaturze powietrza od +13 do +22°C (oś A) i +14 do +27°C (oś D).

Konstrukcja szczeliny dylatacyjnej przygotowana została tak, że przy średniej temperaturze konstrukcji +10°C, rozwarłość pomiędzy profilami dylatacyjnymi zastosowanej dylatacji powinna wynosić 40 mm, przy zachowaniu odległości 108 mm między elementami betonowymi.

5. Analiza przyczyn uszkodzeń

W pierwszej kolejności przeprowadzono analizę wpływu rozszerzalności termicznej na odkształcenia ustroju nośnego. Sumaryczna zdolność przesuwu jednego urządzenia dylatacyjnego to 80 mm (± 40 mm). Przy przyjętym układzie łożysk, w którym punkt stały jest na podporze C, zakres przemieszczeń termicznych od normowego przedziału zmian średniej temperatury konstrukcji od -15 do +30°C w osi podpory A ($L_{tA} = 61,0$ m) wynosi łącznie 27,5 mm, a w osi D ($L_{tD} = 23,5$ m) tylko 10,6 mm. Zakładając, że w czasie montażu średnia temperatura konstrukcji (nie otoczenia) wynosi 15°C, wstępnie ustawione szczeliny powinny być nieco zawężone w stosunku do 40 mm. W osi A do 37 mm, w osi D do 39 mm. W tak ustawionych dylatacjach skrajnie może dojść latem w osi A do dalszego zawężenia szczeliny o 9,2 mm, (czyli do 27,8 mm), a zimą do rozszerzenia (w stosunku do ustawienia) o 18,3 mm (czyli do 55,3 mm). Te same ruchy dylatacji w osi D to zawężenie o 3,5 mm (czyli do 35,5 mm), rozszerzenie o 7,1 mm (czyli do 46,1 mm).

Zatem profile dylatacyjne, w zależności od temperatury otoczenia (konstrukcji), powinny zmieniać odległość między sobą w przedziale 27,8–55,3 mm (oś A) i 35,5–46,1 mm (oś D).

Zaobserwowany rodzaj i charakter przemieszczeń oraz ich regularność po obu stronach wiaduktu świadczą o jednej, wspólnej przyczynie nieprawidłowości.

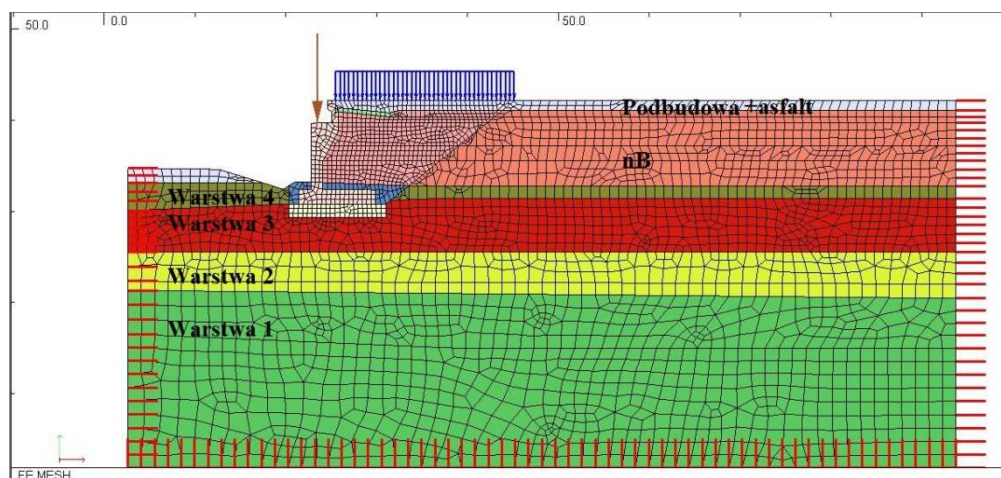
Zgodnie z powyższym można stwierdzić, że zwarcie profili dylatacyjnych zostało spowodowane nieprzewidywanym, równomiernym na szerokości, przemieszczeniem górnych fragmentów przyczółków (przesunięcie i/lub obrót ścian czołowych przyczółków) w stronę wiaduktu o około 50 mm w osi D oraz 40 mm w osi A.

Do dalszej analizy wybrano posadowienie przyczółka w osi D. Sprawdzone zostały podstawowe rodzaje stanów granicznych tj. wypierania gruntu spod fundamentu, przesunięcie w poziomie posadowienie i w gruncie oraz stateczność na obrót względem przedniej krawędzi podstawy. Wszystkie warunki zostały spełnione z dużym zapasem.

Następnie przeprowadzono analizę posadowienia przyczółka w osi D metodą elementów skończonych. Obliczenia prowadzono w programie Z_Soil ver. 10 [4] w płaskim stanie odkształcenia. Jako model materiałowy elementów kontynualnych tj. warstw gruntu rodzimego, zasyпки oraz nasypu drogowego przyjęto sprężysto-idealnie plastyczny model o powierzchni granicznej Coulomba-Mohra i o niestowarzyszonej prawie płynięcia. Elementy betonowe i żelbetowe zamodelowano liniowo-sprężysto. Do opisu nieciągłości przemieszczeń na styku przyczółek-grunt zastosowano elementy kontaktowe. Zgodnie z normą PN-83-B-03010 [5] założono, że wartość kąta tarcia zasyпки (grunt niespoisty) o przyczółek żelbetowy jest równa wartości $2/3$ kąta tarcia wewnętrznego materiału zasyпки.

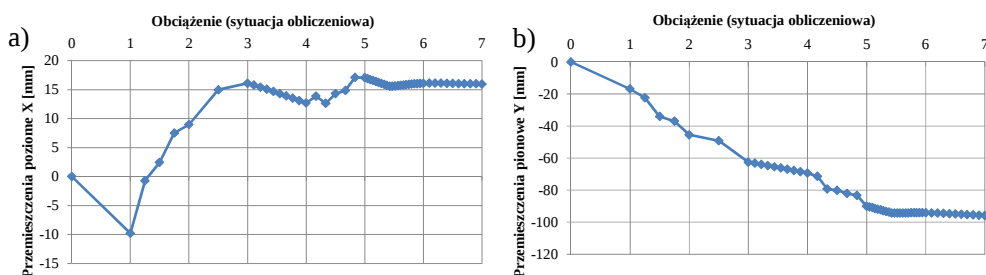
Warunki gruntowo-wodne dobrano na podstawie dokumentacji geotechnicznej. Kształt przyczółka, głębokość i sposób jego posadowienia, oraz geometrię zasyпки przyjęto na podstawie projektu wykonawczego.

W obliczeniach rozpatrzono kolejne etapy budowy przyczółka, które wynikają z różnych faz jego obciążenia. Łącznie rozpatrzono osiem sytuacji obliczeniowych. Model numeryczny przedstawiono na rys. 5.



Rys. 5. Model numeryczny

Na rysunku 6 przedstawiono przemieszczenia poziome i pionowe węzła zlokalizowanego przy łożysku na przyczółku. Obliczenia wykazały, że w wyniku budowy obiektu, przyczółek przemieścił się poziomo ok. 15 mm w stronę dochodzącego do niego nasypu i osiadł ok. 96 mm. Przemieszczenia góry ścianki zapleczonej wynosiły odpowiednio 5 mm (poziome) i 25 mm (pionowe). Analiza numeryczna wykazała zatem, że możliwe są niewielkie przemieszczenia poziome przyczółka, ale w kierunku przeciwnym do zaobserwowanych. Przeprowadzona analiza stateczności wykazała, że układ przyczółek-zasyпка-nasyp jest stateczny ($F = 2,15$).

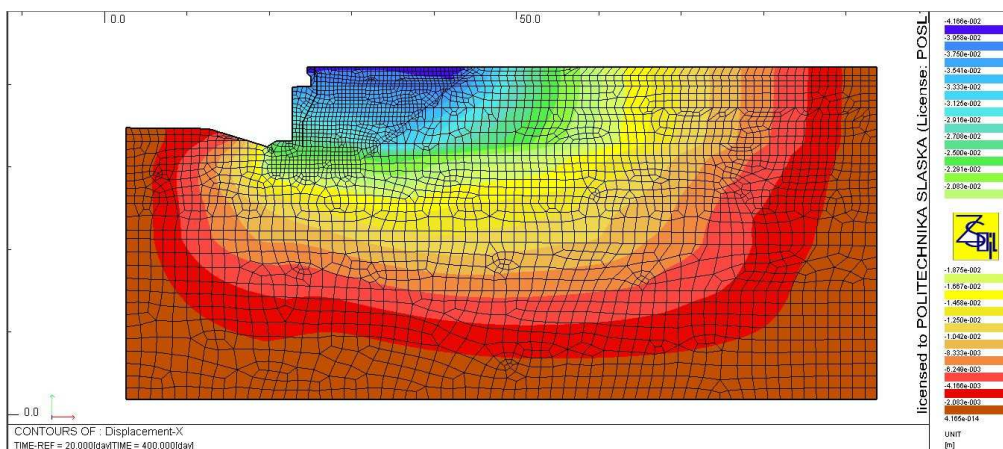


Rys. 6. Wyniki przemieszczeń węzła przy łożysku na przyczółku: a) poziomych – x, b) pionowych – y

Przeprowadzona analiza numeryczna wykazała rozbieżności między obliczeniami, a zaistniałą sytuacją. Uzyskane w obliczeniach niewielkie przemieszczenia poziome nie mogły spowodować zwarcia dylatacji. Sytuację taką może spowodować jedynie zwiększone parcie poziome na przyczółek wiaduktu. Natomiast zastosowana za przyczółkiem zasyпка z pospółki jest niewrażliwa na działanie temperatury i wody. Nie może więc wywierać tak dużego dodatkowego parcia. Podejrzenia skierowane wówczas zostały na dochodzące do zasyпки nasypy wybudowane z żużli hutniczych, które nie spełniały przecież wszystkich potrzebnych wymagań. Jak wiadomo żużel jest produktem ubocznym powstającym w trakcie procesów hutniczych. W zależności od rodzaju procesu oraz składu materiału wsadowego, a nawet rodzaju

materiału ogniotrwałego użytego do wymurówki pieca czy kadzi, mają one nieco odmienny skład chemiczny, mineralogiczny i stąd również mogą różnić się własnościami fizycznymi [6]. Zastosowanie żużli do celów drogowych wymaga między innymi zakończenia procesów rozpadów. Wyróżnia się trzy podstawowe rozpady: krzemianowy, wapniowy i żelazawy. Największe zmiany objętości materiału może spowodować rozpad wapniowy, w którym fragmenty wolnego wapnia po zetknięciu z wilgocią ulegają lasowaniu, wytwarza się temperatura i prowadzi to do powstania uwodnionego tlenku wapnia ze zwiększeniem objętości [6]. W związku z tym żużle muszą być odpowiednio długo sezonowane. Przypomnijmy, że w rozpatrywanym przypadku nasypy za przyczółkami budowane były z żużla hutniczego z hutnictwa cynku i ołowiu. Jak podaje Rajchel [7] w żużlach tego typu, z hałdy świeżej, drugim co do wielkości pierwiastkiem występującym jest wapń, którego podwyższona zawartość spowodowana jest obecnością szkliska i piroksenów. W przypadku zastosowania materiału nieodpowiednio sezonowanego, np. przez pobranie materiału z wnętrza hałdy, do którego nie było dostępu powietrza, może dochodzić do rozpadów wapniowych większych niż dopuszczalne i tym samym do pęcznienia materiału, nawet o wielkości kilkunastu procent [3]. Co prawda przyczółek od nasypu jest oddzielony zasypką z pospółki, ale jej niemalże pełne zagęszczenie ($I_s = 1,00$) powoduje, że przy pęcznieniu materiału nasypu deformacje przenoszą się również na przyczółek. Przypuszczenia o pęcznieniu żużli potwierdzały również występujące nierówności na nawierzchni asfaltowej nasypu przed obiektem.

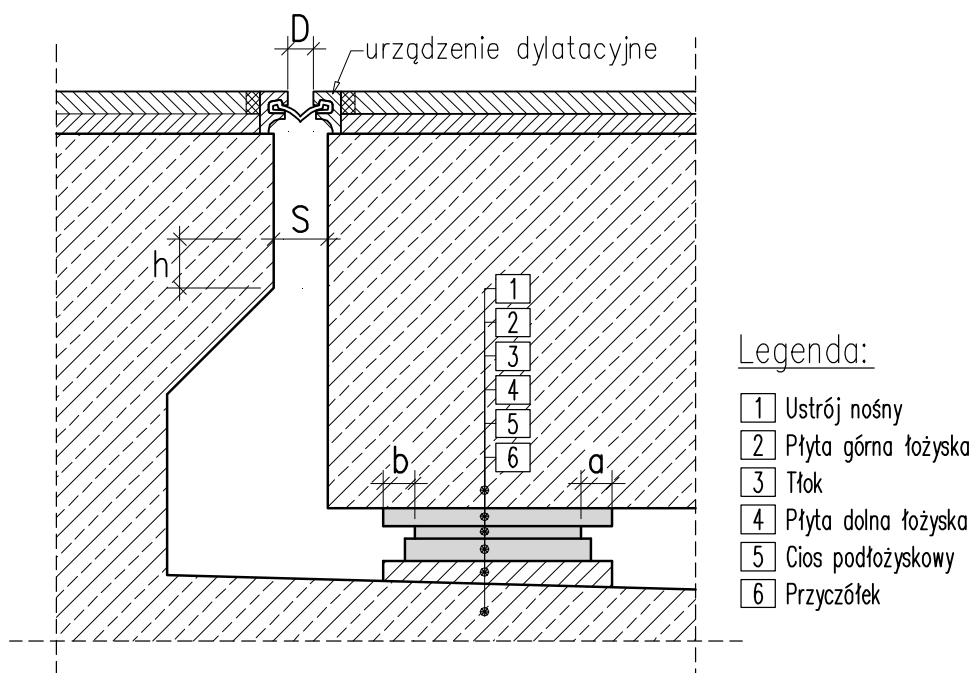
W celu pokazania wpływu pęcznienia warstwy nasypu na przyczółek zamodelowano takie zagadnienie w rozpatrywanym modelu numerycznym. Rozpatrzono dwie sytuacje obliczeniowe zakresu pęcznienia. W pierwszej przyjęto, że pęcznieje cały nasyp, a w drugiej, że tylko jego dolna połowa. Jak wykazały przeprowadzone obliczenia, w przypadku pęcznienia na całą wysokość nasypu wystarczy, że są one na poziomie 0,16%, aby spowodować przemieszczenia poziome góry ścianki rzędu 4 cm (rys. 7). W przypadku pęcznienia połowy nasypu takie przemieszczenia powoduje pęcznienie na poziomie 0,28%.



Rys. 7. Mapa przemieszczeń poziomych spowodowanych pęcznieniem nasypu na poziomie 0,16%

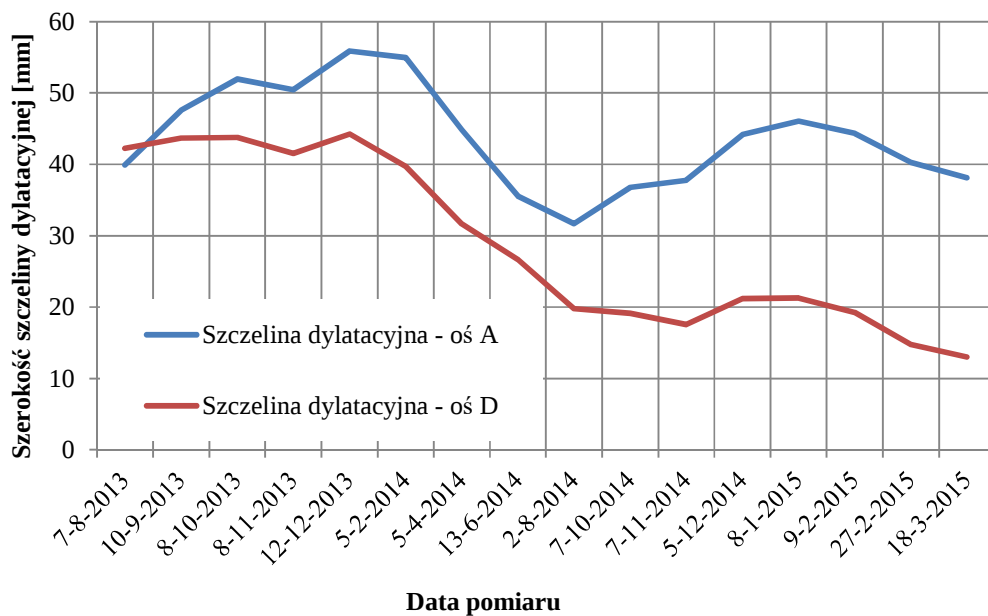
6. Sposób naprawy i obserwacje

W pierwszej kolejności zalecono rektyfikację urządzeń dylatacyjnych tj. ponowne ich osadzenie w nowym położeniu, którą wykonano latem 2013 r. Po jej wykonaniu rozpoczęto monitorowanie zachowania się obiektu. Przez okres półtora roku mierzono odległości między poszczególnymi elementami dylatacji, konstrukcji i łożysk (rys. 8) przyczółków w osiach: A i D.



Rys. 8. Odległości objęte monitoringiem

Na rys. 9 przedstawiono wyniki pomiarów szerokości szczelin dylatacyjnych (wartości średnie).



Rys. 9. Wyniki pomiarów szerokości szczelin dylatacyjnych w czasie

Przeprowadzone obserwacje wykazały, że pomimo stopniowego zaniku wymuszonych przesunięć przyczółków, w osi podpory D konieczna była powtórna naprawa obejmująca zarówno rektyfikację urządzenia dylatacyjnego, jak i przesunięcie płyt górnych łożysk.

Aktualna szerokość szczelin dylatacyjnych pomiędzy ustrojem nośnym a przyczółkiem, chociaż zmniejszona do 50–60 mm, zapewniła prawidłową pracę dylatacji w zakresie możliwych odkształceń termicznych konstrukcji wiaduktu. Gdyby zjawisko pęcznienia nasypu nie zakończyło się konieczna byłaby kosztowna przebudowa zasypki za przyczółkami na grunt zbrojony z pozostawieniem szczeliny wypełnionej materiałem podatnym. Przeprowadzony zabieg okazał się jednak wystarczający, przywracając projektowany, bezpieczny stan użytkowania wiaduktu.

7. Podsumowanie

W krótkim czasie po oddaniu wiaduktu do eksploatacji doszło do zwarcia dylatacji zlokalizowanych przy obu przyczółkach. Obiekt posadowiony został na betonowych poduszkach opartych na gruntach nośnych i sztywnych. Zasypkę za przyczółkami wykonano w większości z zagęszczonej pospółki, a dochodzące do obiektu nasypy z żużli. Analiza rozszerzalności cieplnej ustroju nośnego wykluczyła jej wpływ na zaistniałą sytuację. Analiza posadowienia jednego z przyczółków objęła sprawdzenie podstawowych warunków stanu granicznego nośności oraz analizę numeryczną MES, w której uwzględniono kolejność prowadzonych prac. Nie stwierdzono wpływu bezpośredniego posadowienia na zaistniałe uszkodzenia. Zaobserwowany rodzaj i charakter przemieszczeń, ich regularność po obu stronach wiaduktu oraz stwierdzone nierówności nawierzchni nasypu drogowego skierowały uwagę autorów na możliwość wystąpienia pęcznienia warstw żużlowych wbudowanych w nasypie, na skutek zachodzących w nich procesów rozpadów. Analiza obliczeniowa MES wykazała, że wystarczy niewielkie (0,16–0,28%) pęcznienie całego lub fragmentu nasypu, aby powstałe, dodatkowe parcie przesunęło przyczółki o 4 cm, wskazując tym samym na jednoznaczną przyczynę awarii.

Literatura

1. Pisarczyk S.: Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2009.
2. PN-S-02205: 1998. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
3. Gawlik M.: Wpływ pęcznienia żużli hutniczych na stan techniczny posadowionych na nich obiektów budowlanych. Współczesny stan wiedzy w inżynierii lądowej, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2005.
4. Zimmermann Th., Truty A., Podleś K.: Z_Soil.PC 2012 Manual.
5. PN-83-B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
6. Sobczyński P.: Żużle hutnicze – ich natura oraz przydatność gospodarcza. Materiały Konferencji Nauk. Techn. „Odpady przemysłowe i komunalne. Powstawanie oraz możliwości ich wykorzystania”, Kraków 1999.
7. Rajchel B.: Geochemia Tl, As, Cd, Pb, w rudach oraz odpadach hutniczych cynku i ołowiu Górnego Śląska, Praca doktorska, Kraków 2008 r.

FAILURES OF EXPANSION JOINTS SYSTEM OF A ROAD VIADUCT CAUSED BY SWELLING OF ROAD EMBANKMENT

Abstract: During an inspection of a road viaduct, shortly after it was put into use, it has been noticed that the expansion joints located next to both abutments were completely closed down. The analysis of the foundation construction on the stiff soils located in the vicinity of the road viaduct indicated that the limit state requirements were met. The observed type of displacements, their regular occurrence on both sides of the viaduct and uneven surface of the road embankment led the authors of this paper to consider possible swelling of the slag layers of the embankment adjacent to the viaduct. The conducted FEM analysis confirmed the intuition of the authors and indicated clearly the cause of the failure.

Keywords: made ground, slag swelling, expansion joint, bridges