

RADOSŁAW OLESZEK

Politechnika Warszawska  
r.oleszek@il.pw.edu.pl

## Wpływ ukształtowania konstrukcji ukośnego wiaduktu zintegrowanego na fundamenty

Interakcja współcześnie preferowanych mostów zintegrowanych lub stosowanych od dawna schematów ramowych z otaczającym gruntem może dotyczyć ścian lub filarów pod-

porowych współpracujących z nasypem drogowym oraz pali i ław fundamentowych stanowiących elementy posadowienia. W piśmiennictwie zagranicznym obiektami mostowymi zintegrowanymi nazywa się konstrukcje, w których pomost połączony jest z podatnymi podporami, w szczególności skrajnymi. Połączenie to zapewnia zgodność przemieszczeń na styku tych elementów, przy czym nie zawsze musi być to węzeł sztywny (przenoszący momenty zginające).

Specyfika ustrojów zintegrowanych polega na zastosowaniu podatnych podpór, które odkształcają się wraz z gruntem [3], [5], [6], [8], [12], [14]. Powoduje to współpracę ustroju niosącego z otaczającym gruntem. Konstrukcja ramowa, fundamenty i ośrodek gruntowy stanowią jedną całość – jest „zintegrowana” z gruntem. Warunkiem tej współpracy są odpowiednie relacje podatności ustroju i podłoża [8]. Fundamenty palowe o relatywnie niewielkiej sztywności giętej, usytuowane w jednym rzędzie, zapewniają dużą podatność na przemieszczenia poziome i obrót węzła łączącego je z podporami. Taki schemat statyczny umożliwia racjonalne projektowanie wiaduktów usytuowanych w skosie o długości całkowitej dochodzącej do 60÷70 m [5].

W przypadku obiektów zintegrowanych lub ramowych, posadowienie projektuje się często na palach [8], [12]. Podatność (zdolność do odkształceń) tego typu fundamentów powinna być tak dobrana, aby w konstrukcji nie powstawały nadmierne siły wewnętrzne wywołane obciążeniami termicznymi, a pale fundamentowe wspomagały rygiel ramy w przenoszeniu sił wewnętrznych wywołanych ciężarem własnym konstrukcji i obciążeniami użytkowymi.

W artykule przedstawiono wybrane zagadnienia statyczne wynikające z ukształtowania konstrukcji przykładowego wiaduktu zintegrowanego. Scharakteryzowano metodologię wykonanych obliczeń ustroju współpracującego z ośrodkiem gruntowym, schematy przyjmowanych obciążeń, ze szczególnym zwróceniem uwagi na obciążenia parciem gruntu, oraz zastosowane modele numeryczne konstrukcji i ośrodka gruntowego.

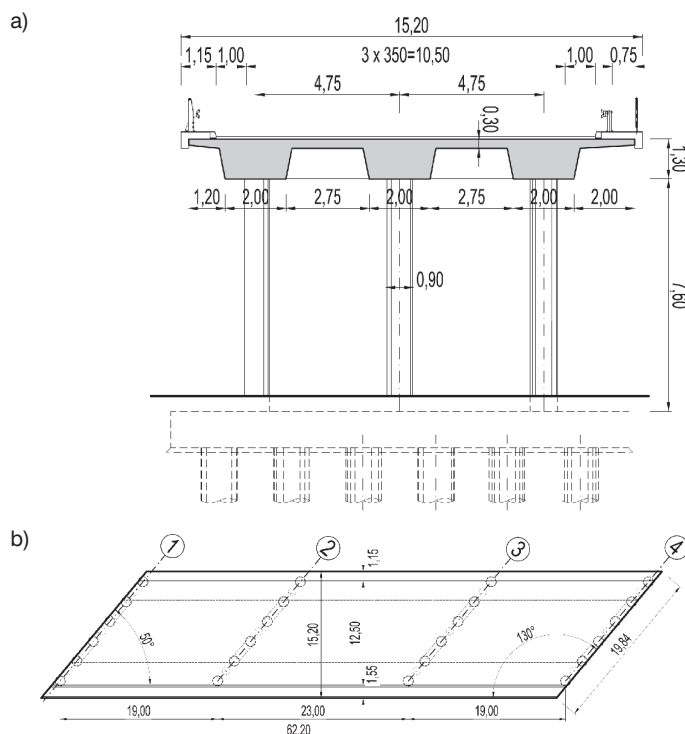
Z uwagi na chęć posłużenia się w analizach przykładem rzeczywistej konstrukcji, jej geometrię zaczerpnięto z opracowania [15], w którym określono ją jako integralną. Analizowany wiadukt jest konstrukcją pośrednią pomiędzy ramową a „typową” zintegrowaną, chociaż w literaturze nie podaje się miarodajnych wskaźników, które umożliwiłyby jednoznaczłą klasyfikację. Przykładowe warunki geotechniczne przyjęto ze zbiorów własnych autora, niezależnie od tego jakie występowały w rzeczywistym obiekcie opisywanym w [15]. Celem

pracy jest ocena wpływu ukośnego ukształtowania przykładowej konstrukcji na siły wewnętrzne powstające w fundamentach. Analizy dotyczą przypadku szczególnego, ale wnioski są słuszne w odniesieniu do konstrukcji o zbliżonej geometrii.

W niniejszym referacie sposób analizy statycznej, algorytm obliczeń, sposób modelowania obiektu i jego współpracy z gruntem, uwzględniane obciążenia i posadowienie obiektu przyjęto indywidualnie. Można je potraktować jako propozycję toku postępowania w projektowaniu podobnych konstrukcji.

### Opis konstrukcji obiektu

Obiekt charakteryzuje się znacznym kątem skrzyżowania z przeszkodą o wartości  $\alpha = 50^\circ$  oraz brakiem łożysk i przerw dylatacyjnych (rys. 1). Wiadukt ma schemat trójprzęsłowej ramy o rozpiętościach przęsł 19,0+23,0+19,0 m. Całkowita szerokość pomostu wynosi 15,2 m. Ustrój nośny obiektu wykonowano jako trójbelkowy o trapezowych krępych dźwigarach, które połączone są ze słupami podporowymi o średnicy  $\varnothing 90$  cm w sposób monolityczny. Wysokość głównych belek nośnych wynosi 1,30 m, szerokość u dołu 2,0 m, nato-



Rys. 1. Geometria analizowanej konstrukcji: a) przekrój poprzeczny, b) widok z góry

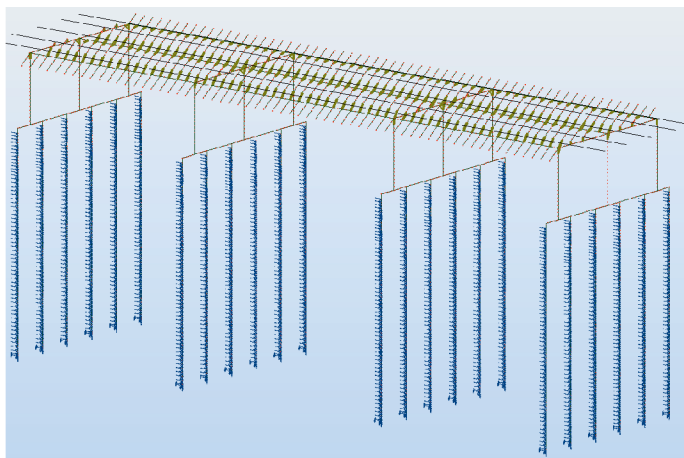
miast szerokość w miejscu połączenia z płytą 2,40 m. Belki główne stężone są za pomocą płyty pomostu grubości 0,30 m. Obiekt ma tylko poprzecznicę podporowe wysokości 1,30 m, stanowiące zwieńczenie słupów.

Podpory skrajne zaprojektowano jako podatne, w postaci słupów zagłębionych w nasypie drogowym i utwierdzonych w ławach stanowiących zwieńczenie pali. Pale fundamentowe  $\varnothing 120$  cm i długości  $L = 28$  m, współpracujące z gruntem, stanowią w pewnym sensie „przedłużenie” filarów podporowych. Współuczestniczą one w przenoszeniu momentów przekazywanych z przęsła [8]. Obiekt „wzorcowy” zaprojektowano z betonu B30 na klasę A i obciążenie pojazdem specjalnym wg STANAG 2021 kl. 150 [10], [11] [15].

Założono, że w ośrodku gruntowym do głębokości 5,8 m zalegają piaski drobne przewarstwione piaskami pylistymi o ciężarach objętościowych  $\gamma = 17,0 \div 19,0$  kN/m<sup>3</sup>, kącie tarcia wewnętrznego  $\varphi = 16 \div 31^\circ$ . Pod nimi zalega 0,7 m warstwa glin piaszczystych o następujących parametrach:  $I_L = 0,22$ ,  $\gamma = 21,5$  kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi = 13^\circ$ ,  $c_u = 18$  kPa. Od tej warstwy do rzędnej 5,0 m poniżej podstawy pala założono występowanie twardoplastycznych glin piaszczystych i pylistych ( $I_L = 0,10$ ,  $\gamma = 21,5$  kN/m<sup>3</sup>,  $\varphi = 13^\circ$ ,  $c_u = 18$  kPa).

## Model obliczeniowy

**Konstrukcja nośna.** Model numeryczny przyjęto w postaci ramy przestrzennej zbudowanej z elementów prętowych (klasy  $e^1$ ,  $p^3$ ) [4]. Rygiel ramy (ustrój nośny) zamodelowano za pomocą rusztu złożonego z wyodrębnionych geometrycznie z przekroju trzech belek głównych, prostokątnych elementów poprzecznych odwzorowujących sztywność płyty pomostu oraz prostokątnych elementów belkowych modelujących poprzecznicę podporowe. Elementy poprzeczne przyjęto z zerowym ciężarem własnym i sztywności wynikającej z wymiarów geometrycznych. Z uwagi na brak poprzecznic przęsłowych w dokładny sposób zamodelowano stężenie dźwigarów za pomocą płyty pomostowej. Pasma poprzeczne płyty pomostowej  $100 \times 30$  cm rozpięto między węzłami umieszczonymi w punktach utwierdzenia płyty w dźwigarach ustroju.



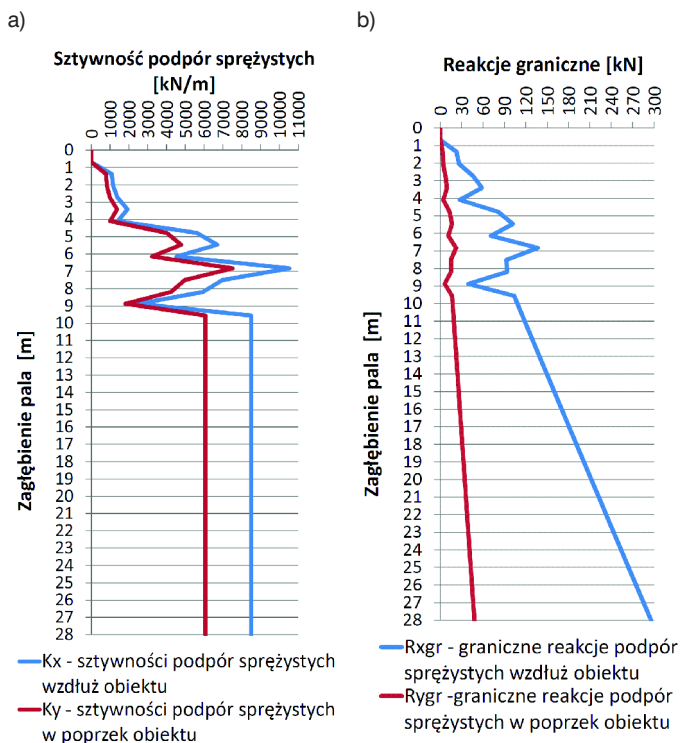
Rys. 2. Model numeryczny ramowego obiektu betonowego w postaci przestrzennej ramy prętowej ( $e^1$ ,  $p^3$ ) współpracującej z ośrodkiem gruntowym (linie wystające poza obrys pomostu oznaczają analizowane trasy przejazdu ciągnika K-800 i nie są elementami modelu)

Uwzględniono rzeczywiste położenie płyty w stosunku do belek. Mimośród i miejsce utwierdzenia płyty modelowano za pomocą dostępnych w programie elementów sztywnych, wiążących wszystkie stopnie swobody wybranych węzłów.

**Pale fundamentowe.** Współpracę elementów posadowienia ze sprężystym ośrodkiem gruntowym odwzorowano za pomocą poziomych  $k_{xi}$  i pionowych  $k_{zi}$  podpór (więzi) sprężystych na długości elementów prętowych modelujących pale fundamentowe zgodnie z metodą uogólnioną [1], [7], [8]. W myśl tej metody pal jest poddany złożonym obciążeniom (siła pionowa  $N$ , siła pozioma  $H$ , momenty zginające  $M_y$ ,  $M_z$ ) przekazywanym z głowicy zwieńczającej, połączonej sztywno z filarami podporowymi konstrukcji ramowej, a także dowolnym obciążeniem pobocznic, w obrębie uwarstwionego podłoża. Parametry mechaniczne ośrodka gruntowego wpływającego na pracę pali przedstawiono na rys. 3.

Przyjęty sposób modelowania wpływa na rozkład sił wewnętrznych w palach i elementach ramownicy. Metoda uogólniona odzwierciedla fakt, że pale zagłębione są w gruncie i otoczone gruntem, który jest ośrodkiem o określonej sztywności i reaguje na przemieszczenia zagłębionych w nim podatnych elementów konstrukcji [1], [2], [7].

W modelu numerycznym pal zagłębiony w gruncie współpracuje z nim za pomocą podpór (więzi) sprężystych (rys. 2). Ośrodek gruntowy odwzorowany jest na długości pali za pomocą poziomych  $k_{xi}$  i pionowych  $k_{zi}$  podpór sprężystych, więzi imitujących sztywność podłużną  $K_p$ , poprzeczną  $K_b$  podstawy pala oraz sztywność utwierdzenia na obrót podstawy pala  $K_r$ . Wielkości te uzależnione są od kilku współczynników korekcyjnych ( $m_1$ ,  $m_2$ ,  $a_2$ ,  $\varphi$ ,  $S_s$ ,  $S_w$ ) określonych na podstawie



Rys. 3. Wykresy zmienności cech ośrodka gruntowego w obrębie pali: a) sztywności poziomych podpór (więzi) sprężystych w kierunku wzdłużnym i poprzecznym konstrukcji, b) reakcje graniczne poziomych podpór (więzi) sprężystych wynikające z bocznego oporu gruntu w obrębie pali

geometrii układu pali, ich rodzaju i parametrów geotechnicznych podłoża [1], [7].

**Podpory skrajne.** W odniesieniu do symulacji współpracy filarów podpór skrajnych zagłębionych w nasypie drogowym (podobieństwo do pracy pali w gruncie rodzimym), w praktyce projektowej stosowane są dwa sposoby obliczeniowe – dokładny i uproszczony. W pierwszym z nich, w sytuacji, gdy nasyp otacza filary równomiernie i nie występuje ryzyko przesunięcia skarpy nasypu przez słup (lub np. podporę ścianową), współpracę tę najlepiej jest modelować za pomocą podpór sprężystych, tak jak wykonano to np. w pracy [8]. Jest to analogia do modelowania pali fundamentowych w metodzie uogólnionej. W takim przypadku przemieszczenia podpór skrajnych ograniczone są przez podatność nasypu w dwóch kierunkach. Należy wówczas uwzględnić odmienne charakterystyki podatnościowe (m.in. moduł odkształcenia gruntu  $E_0$ ) nasypów zagęszczanych mechanicznie (zwykle są to piaski średnie lub pospółka), które nie są gruntem rodzimym.

W drugim sposobie obliczeniowym stosuje się pewne uproszczenia. Z uwagi na obawę przesunięcia klina gruntu przez słupy (brak możliwości zmobilizowania się odporu ośrodka gruntowego z uwagi na spadek skarpy, brak pełnego otoczenia słupów gruntem) często jest wykorzystywane podobieństwo pracy filarów zagłębionych w nasypie do ścian oporowych (być może nie do końca słusznie). Oddziaływanie gruntu na słup jest symulowane za pomocą obciążenia zastępczego – parcia gruntu. Wynika to z faktu, że w typowych mostach ramowych grunt występuje po jednej stronie ściany podpór skrajnych (przyczółków). Oznacza to, że grunt (nasyp) ogranicza przemieszczenia ścian w jednym kierunku – do gruntu, a więc pracuje tylko na odpór (ośrodek gruntowy nie przenosi sił rozciągających). W takim przypadku modelowanie nasypu za ścianą przy użyciu podpór sprężystych wymagałoby zdefiniowania więzi jednokierunkowych (pracujących tylko na ściskanie). Obliczenia należałoby wykonywać wówczas w zakresie nieliniowym, co wymaga stosowania bardziej zaawansowanych procedur numerycznych (metody iteracyjne lub przyrostowe). W przypadku konstrukcji mostowych o dużej liczbie schematów obciążeń i ich kombinacji stanowi to poważne utrudnienie (brak możliwości superpozycji schematów obciążeń).

W artykule przyjęto sposób modelowania współpracy słupów podpór skrajnych, zagłębionych w nasypie drogowym, za pomocą zewnętrznego obciążenia parciem gruntu, podobnie jak w opracowaniu [15]. Ten sposób modelowania jest sposobem bezpiecznym, gdyż pomija niepewną współpracę słupów z klinem gruntu (skarpy nasypu) znajdującym się od strony przęsła obiektu.

## Obciążenia wiaduktu

**Obciążenia stałe i użytkowe.** Przyjęte obciążenia (tab.1) wprowadzono stosownie do analizowanego modelu numerycznego, tj. jako liniowe równomiernie rozłożone lub skupione. Ciężar własny określany jest przez system automatycznie na podstawie geometrii przekrojów. Obciążenie równomiernie rozłożone ( $\text{kN/m}^2$ ) od wyposażenia i taboru samochodowego przeliczono na ekwiwalentne obciążenie liniowe ( $\text{kN/m}$ ). Uwzględniono mimośrodowość tych obciążeń w stosunku

Tabela 1. Zestawienie obciążeń przyjętych w analizie obiektu

Nr	Przypadek obciążeniowy	Wartość obciążenia
1	Ciężar własny	88,1 ÷ 94,3 $\text{kN/m}$ – belki główne 39,0 $\text{kN/m}$ – poprzecznice 15,9 $\text{kN/m}$ – filary podporowe 36,0 $\text{kN/m}$ – oczepek pali
2	Wyposażenie	10,45 i 13,7 $\text{kN/m}$ – kapa 2,3 $\text{kN/m}^2$ – nawierzchnia 0,75 $\text{kN/m}$ – bariery
3	Tabor samochodowy klasy A	4,0 $\text{kN/m}^2$
4	Ciągnik K-800, $\varphi_{\text{dyn}} \approx 1,25$ (pięć tras przejazdu)	8 × 125 $\text{kN}$
5	Obustronne hamowanie i przyspieszanie na pomoście	4,1 ÷ 4,5 $\text{kN/m}$
6	Równomierne ogrzanie całej konstrukcji	$T_+ = +20^\circ\text{C}$
7	Równomierne oziębenie całej konstrukcji	$T_- = -25^\circ\text{C}$
8	Ogrzanie rygla ramy	$T_+ = +20^\circ\text{C}$
9	Oziębenie rygla ramy	$T_- = -25^\circ\text{C}$
10	Gradient temperatur na wysokości belek głównych 1	$\Delta T_z = +5^\circ\text{C}$
11	Gradient temperatur na wysokości belek głównych 2	$\Delta T_z = -5^\circ\text{C}$
12	Parcie czynne graniczne	$e_a = 6,6 \div 45,4 \text{ kN/m}$
13	Parcie spoczynkowe	$e_0 = 16,0 \div 109,3 \text{ kN/m}$
14	Parcie bierne zmobilizowane (odpór pośredni)	$e_{p,\text{mob}} = 24,1 \div 164,8 \text{ kN/m}$
15	Osiadania podpór	$\Delta_z = 1 \text{ cm}$

od osi dźwigarów głównych. Pojazd K-800 modelowano zestawem sił skupionych ( $\text{kN}$ ) przemieszczających się krokiem 1,0 m. Przeanalizowano pięć tras przejazdu ciągnika w celu wygenerowania miarodajnej obwiedni momentów skręcających w belkach głównych (różny mimośród obciążenia). Rozpatrywano także efekt nierównomiernego osiadania podpór na grupach pali i ich kombinacje. W obliczeniach uwzględniono dziewięć schematów obciążeń taborem samochodowym. W każdym przęsle obiektu zdefiniowano trzy liniowe obciążenia nad każdą z belek, jako niezależne przypadki obciążeniowe. Symulowano w ten sposób ruch samochodowy odbywający się po jednym z pasów jezdni.

**Oddziaływania termiczne.** W analizie obiektu przyjęto obciążenia termiczne zgodne z PN-B-10030:1985 [10]. Z uwagi na ramowy schemat konstrukcji uwzględniono dodatkowo wariant ogrzania i oziębenia pomostu (rygla ramy) w stosunku do filarów podporowych.

**Parcie gruntu.** W obiektach zintegrowanych kluczowym zagadnieniem jest oszacowanie parcia gruntu na współpracujące z gruntem elementy podpór skrajnych. Zwykle są nimi ściany (korpusy) przyczółków masywnych, ale mogą to być również ściany-tarcze lub filary (słupy) przyczółków określanych w literaturze jako ażurowe (lekkie), a więc zagłębionych i otoczonych nasypem drogowym.

W celach porównawczych parcie gruntu wyznaczono, uwzględniając jego różne rodzaje, na podstawie wytycznych

zaczerniętych z norm krajowych i opracowań zagranicznych [13]. Rozpatrywano trzy przypadki obciążenia słupów podpór skrajnych parciem gruntu. Uwzględniono wartość możliwie najmniejszą – parcie czynne graniczne, pośrednią – parcie spoczynkowe gruntu zagęszczanego mechanicznie i największą – zmobilizowanym odporem pośrednim (parciem biernym, ale nie granicznym). Założono, że zasypka ma następujące parametry: wskaźnik zagęszczenia  $I_s = 1,0$ , ciężar objętościowy gruntu  $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi = 35^\circ$  i będzie zgęszczana mechanicznie warstwami 25 cm.

Filary podpór skrajnych (przyczółków ażurowych) analizowanego wiaduktu otoczone są gruntem zasypowym, a nie rodzimym. Jest nim nasyp drogowy, dodatkowo zagęszczony. Z tego względu obliczono zwiększoną wartość współczynnika parcia spoczynkowego określoną ze wzoru [9]:

$$K_0 = [0,5 - \zeta_4 + (0,1 + 2\zeta_4)(5I_s - 4,15) \cdot \zeta_5] (1 + 0,5 \text{tg} \varepsilon) \quad (1)$$

w którym:

- $I_s$  – wskaźnik zagęszczenia gruntu zasypowego,
- $\zeta_4$  – współczynnik zależny od rodzaju gruntu zasypowego,
- $\zeta_5$  – współczynnik uwzględniający technologię zagęszczania,
- $\varepsilon$  – kąt nachylenia naziomu do poziomu.

Wartości współczynników parcia granicznego – biernego lub czynnego – wyznaczono na podstawie zależności zawartych w normach [9], [10]. W przypadku przemieszczeń ścian podporowych w kierunku od gruntu, współczynnik parcia granicznego czynnego gruntu rodzimego określono ze wzoru (2). Przy przemieszczeniach w kierunku gruntu zastosowano współczynnik granicznego parcia biernego (odporu) zgodnie z zależnością (3).

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi / 2) \quad (2)$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2) \quad (3)$$

W omawianej konstrukcji ramowej, w wyniku ogrzania rygla, następuje jego wydłużenie. Powoduje ono przemieszczenie górnego węzła na styku pomost – filary podporowe w kierunku gruntu, mobilizując pewną część parcia biernego (odporu). W przypadku oziębienia rygla sytuacja jest odwrotna. Skrócenie termiczne rygla i przemieszczenie w stronę „od gruntu” powoduje, że zasypka w rejonie skrajnych podpór ulega odciążeniu. Z tych względów przeciążenie skrajnych podpór dodatkowym parciem, wynikającym z przeszywnienia gruntu w rejonie oddziaływań cyklicznych, określa się przez modyfikację współczynnika parcia na wysokości ściany (słupów okrągłych w analizowanym obiekcie). Uzależnia się go od amplitudy wydłużeń rygla od obciążeń termicznych. W przypadku ustrojów ramowych i przyczółków pełnościennych o wysokości przekraczającej  $H > 3 \text{ m}$  oraz ścian utwierdzonych w gruncie należy wyznaczyć tzw. współczynnik parcia z przeciążeniem  $K^*$  na podstawie zależności [3], [12], [14]:

$$K^* = (d / 0,05 H)^{0,4} \cdot K_p \quad (4)$$

w których:

- $d$  – amplituda przemieszczeń (wydłużeń) rygla ramy zależna od oddziaływań termicznych i podatności podpór,

$H$  – wysokość ściany podporowej (filarów),

$K_0$  – współczynnik parcia spoczynkowego (geostaticznego),

$K_p$  – współczynnik granicznego parcia biernego (odporu).

Wartość współczynnika pośredniego odporu  $K_{p,mob}$  (parcia biernego) zmobilizowanego przez przemieszczenie ściany w kierunku gruntu oszacować można również z przyjęciem liniowego wykresu parcia gruntu na podstawie zależności [6]:

$$K_{p,mob} = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{v_{max}}{v_p} \right)^{1,45} \right)^{0,7} \quad (5)$$

w której:

$K_0, K_p$  – współczynniki parcia spoczynkowego i biernego,

$v_{max}/v_p$  – stosunek przemieszczenia maksymalnego ściany do przemieszczenia granicznego w przypadku parcia biernego.

Na podstawie zdefiniowanych w modelu obciążeń termicznych odczytano amplitudę przemieszczeń poziomych węzłów styku rygla ze ścianą  $d = 1,6 \text{ cm}$ . Zgodnie z zaleceniami norm [9, 10] oszacowano współczynnik parcia biernego i czynnego granicznego. Na tej podstawie określono współczynnik parcia z przeciążeniem według wzoru (4). Korzystając z zależności normowej [9] oszacowano współczynnik parcia spoczynkowego, uwzględniającego zagęszczanie zasypki. Obliczono również współczynnik zmobilizowanego odporu pośredniego według zależności (5). W celach poglądowych w tabeli 2 przedstawiono wartości oszacowanych współczynników parcia.

Tabela 2. Zestawienie oszacowanych współczynników parcia gruntu

L.p.	Analizowane współczynniki parcia [3, 6, 9, 10, 13]	Wzór	Wartość
1	Parcie geostaticzne gruntu zagęszczanego mechanicznie	(1)	$K_0 = 0,65$
2	Parcie czynne graniczne	(2)	$K_a = 0,27$
3	Parcie bierne graniczne (odpór)	(3)	$K_p = 3,70$
4	Parcie bierne z przeciążeniem	(4)	$K^* = 0,98$
5	Parcie bierne zmobilizowane	(5)	$K_{p,mob} = 0,91$

Ostatecznie do obliczeń przyjęto wartość współczynnika odporu zmobilizowanego wydłużeniem termicznym równą  $K_p = K^* = 0,98$ . W analizie statycznej ramy uwzględniono trzy warianty obciążenia skrajnych filarów podporowych parciem gruntu. Przyjęto możliwość wystąpienia parcia spoczynkowego o pełnej wartości ( $K_0 = 0,65$ ), minimalne parcie, równe parciu granicznemu czynnemu ( $K_a = 0,27$ ) oraz największe parcie – odpór pośredni zmobilizowany przemieszczeniem podpór w kierunku gruntu ( $K_p = 0,98$ ). Analizowane warianty obliczeniowe uwzględniają ewentualną niekontrolowaną konsolidację gruntu w otoczeniu podpór skrajnych, wpływ mechanicznego zagęszczania zasypki wokół filarów, cykliczność przemieszczeń termicznych końców obiektu w stronę gruntu, mobilizujące pewną część odporu, oraz nie do końca zbadane odciążające oddziaływanie płyty przejściowej.

## Wybrane wyniki obliczeń i ich ocena

Z uwagi na cel obliczeń, polegający na ocenie rozkładu wielkości statycznych w palach fundamentowych, porównywano wartości charakterystyczne i obliczeniowe sił wewnętrznych. Wyznaczono całkowite (średnie) współczynniki zapasu bezpieczeństwa w odniesieniu do sił wewnętrznych, rozumiane jako stosunek wartości obliczeniowych do charakterystycznych.

Nośność pionową pali oszacowano jako  $N_{obl} = 3100$  kN. Z tego względu istotne było określenie występujących w nich sił osiowych. Wartości maksymalnych obliczeniowych sił wewnętrznych w palach przedstawiono w tabeli 3. W podporach skrajnych obliczeniowe siły ściskające wynoszą od 1650 kN do 2018 kN. W podporach pośrednich siły te osiągają wartości z zakresu 2761 ÷ 3084 kN, a więc są większe od sił w palach podpór skrajnych o około 46 ÷ 72%. Siły osiowe z obwiedni w skrajnych palach każdej z podpór przyjmują wartości największe. Przeciążenie skrajnych pali w stosunku do wewnętrznych wynosi maksymalnie 21,4% (podpora P-1), 11,5% (podpora P-2), 10,3% (podpora P-3) oraz 21,5% (podpora P-4). W przypadku podpór pośrednich zaobserwowano bardziej równomierne obciążenie pali skrajnych i wewnętrznych.

Całkowity współczynnik bezpieczeństwa w odniesieniu do sił osiowych w palach wewnętrznych wynosi  $\sim 1,26 \div 1,31$ , natomiast w skrajnych palach  $\sim 1,30 \div 1,33$ . W przypadku momentów zginających mieści się w zakresie  $\sim 1,31 \div 1,48$  dla pali podpór skrajnych oraz  $\sim 1,24 \div 1,43$  dla podpór wewnętrznych (por. tab. 3).

Tabela 3. Zestawienie ekstremalnych sił wewnętrznych w palach

Pale	Moment zginający [kNm]		$\gamma_f^{sred}$		Siła osiowa		$\gamma_f^{sred}$	
	$M_{y-max}$	$M_{z-max}$	$M_{y-max}$	$M_{z-max}$	$N_{max}$ [kN]			
	SGN	SGN	SGN/SGU		SGN	SGU		SGN
	SGU	SGU						SGU
Podpora P-1	A	825	515	1,350	1,345	1878	1431	1,312
		611	383					
	B	699	897	1,357	1,413	1736	1354	1,282
		515	635					
	C	687	817	1,344	1,472	1650	1306	1,263
		511	555					
D	672	849	1,360	1,356	1664	1317	1,263	
	494	626						
E	679	687	1,355	1,414	1809	1415	1,278	
	501	486						
F	720	704	1,374	1,318	2003	1508	1,328	
	524	534						
Podpora P-2	A	463	662	1,251	1,324	2956	2268	1,303
		370	500					
	B	325	654	1,383	1,409	2889	2233	1,294
		235	464					
	C	333	649	1,359	1,393	2761	2143	1,288
		245	466					
D	282	601	1,312	1,388	2799	2165	1,292	
	215	433						
E	370	687	1,396	1,414	3013	2305	1,307	
	265	486						
F	448	683	1,238	1,331	3080	2334	1,320	
	362	513						

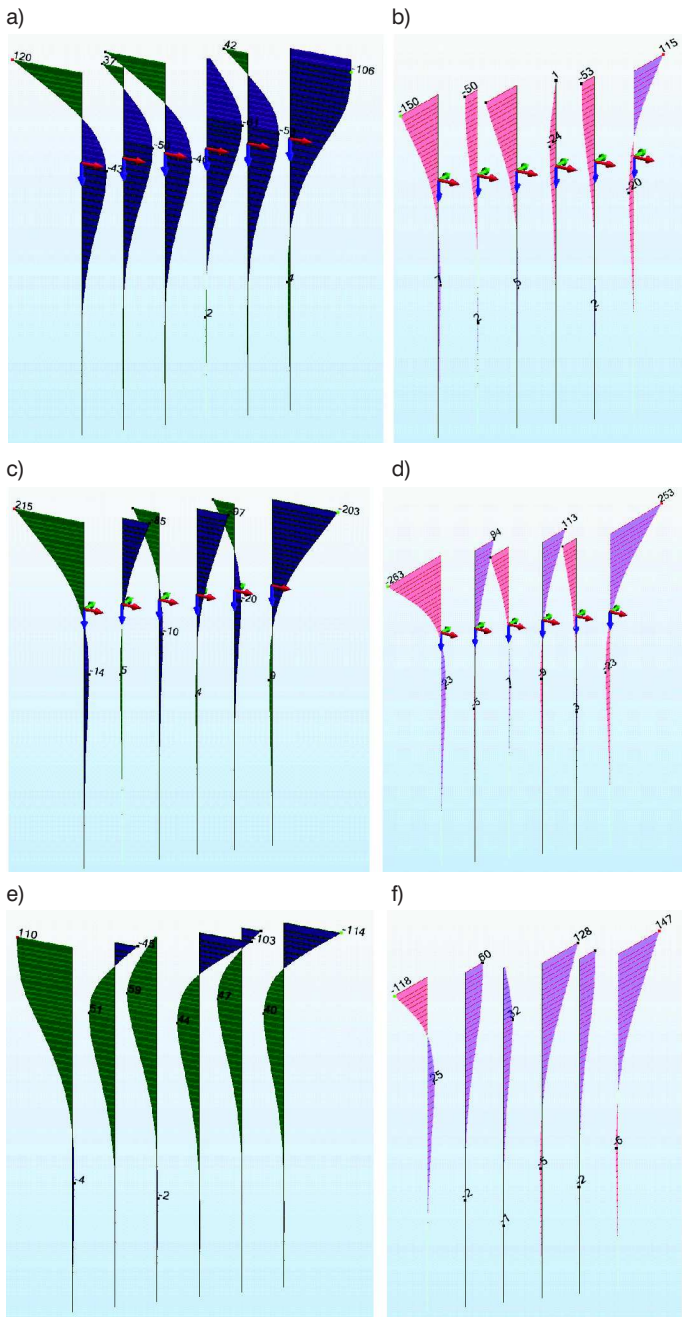
Pale	Moment zginający [kNm]		$\gamma_f^{sred}$		Siła osiowa		$\gamma_f^{sred}$	
	$M_{y-max}$	$M_{z-max}$	$M_{y-max}$	$M_{z-max}$	$N_{max}$ [kN]			
	SGN	SGN	SGN/SGU		SGN	SGU		SGN
	SGU	SGU						SGU
Podpora P-3	A	433	687	1,230	1,329	2945	2258	1,304
		352	517					
	B	344	657	1,365	1,398	2909	2245	1,296
		252	470					
	C	285	622	1,364	1,404	2797	2167	1,291
		209	443					
D	333	647	1,343	1,380	2843	2195	1,295	
	248	469						
E	324	649	1,409	1,426	3021	2311	1,307	
	230	455						
F	470	679	1,260	1,331	3084	2340	1,318	
	373	510						
Podpora P-4	A	735	701	1,389	1,315	2018	1524	1,324
		529	533					
	B	680	658	1,352	1,430	1812	1420	1,276
		503	460					
	C	673	823	1,357	1,363	1662	1316	1,263
		496	604					
D	685	815	1,341	1,479	1661	1311	1,267	
	511	551						
E	684	902	1,346	1,420	1741	1355	1,285	
	508	635						
F	815	519	1,343	1,348	1895	1433	1,322	
	607	385						

Uwaga: Zestawiono ekstremalne wartości momentów zginających i ściskających sił normalnych w ryglu ramy (z różnych kombinacji). Określono całkowity (średni) współczynnik bezpieczeństwa odniesiony do obciążeń (stosunek obliczeniowej siły wewnętrznej w SGN do charakterystycznej w SGU).

Praca statyczna skośnego ustroju ramowego posadowionego na palach powoduje, że oprócz sił podłużnych ( $N$ ) występują w nich także momenty zginające w dwóch kierunkach ( $M_y, M_z$ ), przekazywane przez oczep z filarów podporowych. Z tego powodu istotne jest prawidłowe wykonanie zbrojenia oczepu palowego, stanowiącego węzeł uciążlający filary podporowe ramy i pale fundamentowe.

Usytuowanie konstrukcji w skosie przekłada się na obciążenia od ciężaru własnego przekazywane na pale. Jak widać na rys. 4 obciążenie to powoduje inne przebiegi momentów zginających w palach w obrębie jednej podpory, zarówno w płaszczyźnie zgodnej z osią podłużną obiektu (momenty  $M_y$ ), jak i do niej prostopadłej (momenty  $M_z$ ). Wykresy momentów w palach tych samych podpór są o różnych znakach. Skos wiaduktu generuje w całej konstrukcji dodatkowe momenty skręcające i nierównomierne zginanie filarów podporowych. Ich zginanie przekłada się na momenty skręcające w oczepach palowych. Ze względu na sztywne połączenie pal - oczep momenty te transponowane są na momenty zginające w palach o zróżnicowanych znakach.

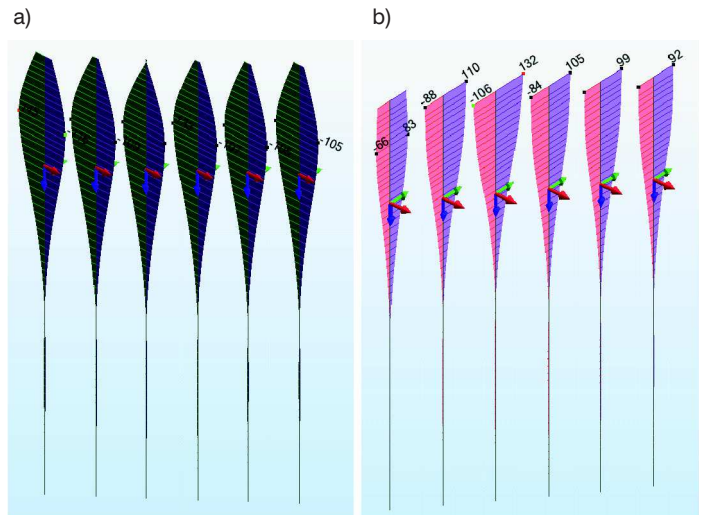
Z rysunku 4a i 4b wynika, że w palach skrajnych usytuowanych pod narożem rozwartym pomostu występują warto-



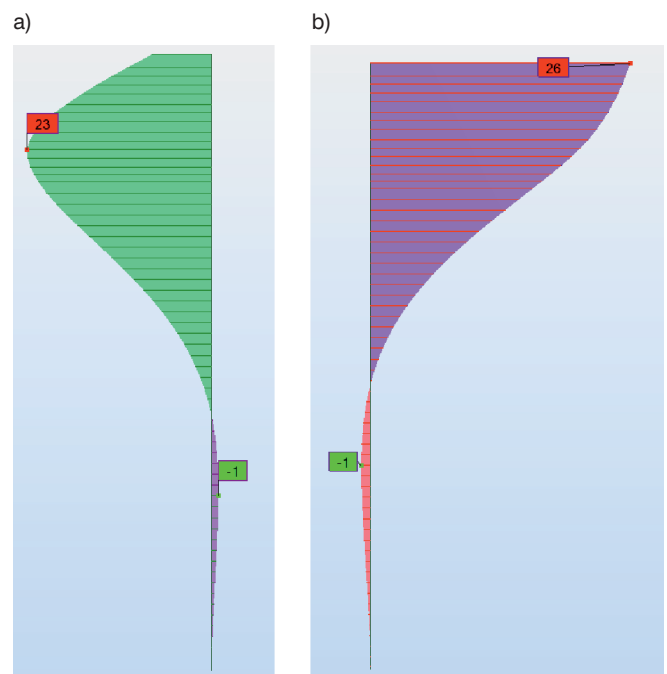
Rys. 4. Wpływ ciężaru własnego i skosu konstrukcji na momenty zginające w palach fundamentowych: a) momenty  $M_y$  w palach podpory P-1, b) momenty  $M_z$  w palach podpory P-1, c) momenty  $M_y$  w palach podpory P-2, d) momenty  $M_z$  w palach podpory P-2, e) momenty  $M_y$  w palach podpory P-4, f) momenty  $M_z$  w palach podpory P-4

ści momentów zginających  $M_y$  i  $M_z$ , wywołanych ciężarem własnym ustroju, praktycznie jednego znaku. Przebieg wykresu jest przeciwny niż w pozostałych palach w obrębie jednej podpory. Do nierównomiernego zginania pali fundamentowych przyczynia się skos obiektu i związane z nim nieosiowe wydłużenia termiczne pomostu.

Ukośna geometria przęsta i odpór ośrodka gruntowego powoduje dwukierunkowe zginanie pali od przemieszczeń podłużnych ustroju wywołanych oddziaływaniami termicznymi (rys. 5). Przesunięcia podpór skrajnych (w analizowanym wiadukcie – słupowych) od obciążeń termicznych wpły-



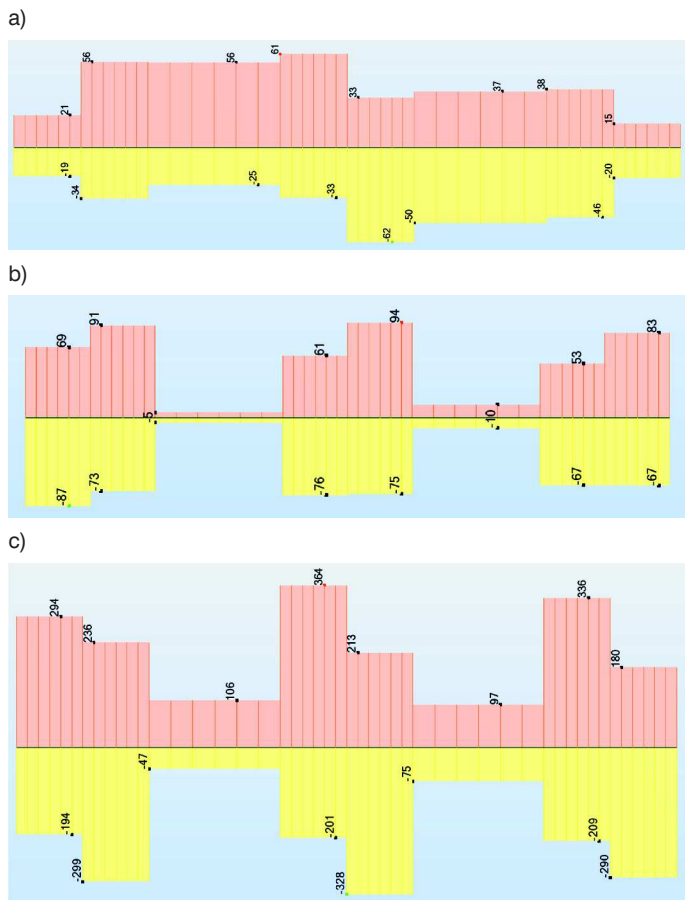
Rys. 5. Obwiednia sił wewnętrznych w palach podpory P-1 wywołana oddziaływaniami termicznymi: a) momenty  $M_y$  (wzdłuż konstrukcji), b) momenty  $M_z$  (w poprzek konstrukcji)



Rys. 6. Wykresy momentów zginających [kNm] w palu zewnętrznym podpory P-3 wywołane równomiernym ogrzaniem całej konstrukcji o 20°C: a) momenty  $M_y$  wzdłuż wiaduktu, b) momenty  $M_z$  w poprzek wiaduktu

wają na przebiegi momentów zginających, zarówno w kierunku podłużnym wiaduktu, jak i poprzecznym, w szczególności, w górnych częściach pali. Maksymalne momenty zginające występują w innych przekrojach pali w kierunku podłużnym i poprzecznym (rys. 6). Ekstrema dla kierunku poprzecznego występują w przekrojach utwierdzenia pali w oczepach. Maksymalne momenty zginające  $M_y$  w kierunku podłużnym konstrukcji występują mniej więcej w 1/4 długości pala, w jego górnej części. Należy o tym pamiętać podczas wymiarowania zbrojenia pali i lokalizacji miejsc jego zakończenia, które w prętach okrągłych zwykle dotyczy wartości wypadkowych

momentów zginających. Można powiedzieć, że w omawianej konstrukcji maksymalne efekty giętne w palach fundamentowych występują w ich górnej części, równej około 1/3 długości pali.



Rys. 7. Wpływ ukośnej geometrii wiaduktu na momenty skracające w oczepie palowym podpory P-1 – obwodnie od obciążeń charakterystycznych (SGU): a) ruchomych, b) termicznych, c) wszystkich analizowanych schematów

Przyjęty schemat konstrukcyjny wiaduktu, m.in. skos i utwierdzenie słupów oraz pali fundamentowych w różnych punktach na długości oczepów (ław fundamentowych) generują w belkach zwieńczających pale niepomijalne wartości momentów skracających (rys. 7), które zmieniają się skokowo. Nieciągłości występują w miejscach utwierdzenia słupów i pali w belkach oczepowych. W tych punktach następuje przekazywanie momentów zginających w palach i słupach na momenty skracające w oczepie.

## Podsumowanie

Głównym celem przyjętego rozwiązania konstrukcji wzorcowego wiaduktu, którego geometria posłużyła jako punkt odniesienia, było ograniczenie niekorzystnych efektów statycznych wywołanych jego skosem [15]. Chodziło o zmniejszenie kosztów utrzymania obiektu pozbawionego łożysk i przerw dylatacyjnych oraz ograniczenie zmienności reakcji wynikających ze skosu obiektu.

Umolitycznienie połączenia skrajnych podpór, współpracujących z nasypem drogowym, z konstrukcją pomostu powoduje przekazanie obciążeń z pomostu na pale fundamentowe, które generuje zginanie pali w różnych kierunkach i skręcanie oczepów (zwieńczeń) pali.

Zgodnie z oczekiwaniami skos konstrukcji wywołuje nierównomierne rozkłady sił wewnętrznych w palach. Odpowiada to efektowi zmienności reakcji, które wystąpiłyby w tradycyjnym układzie z łożyskami. Dotyczy to zarówno sił osiowych, jak i momentów zginających, które mogą zmieniać znak w obrębie pali jednej podpory. Siły osiowe w palach podpór pośrednich były większe o 46÷72% w stosunku do odpowiednich sił w podporach skrajnych. Przeciążenie skrajnych pali w stosunku do wewnętrznych, w obrębie jednej podpory, było na poziomie 10,5÷21,5%. Maksymalne zginanie pali dotyczyło odcinka równego około 1/3 ich długości, licząc od miejsca utwierdzenia pali w oczepach.

Skos wiaduktu i geometria podpór skrajnych powoduje niepomijalne wartości momentów skręcających w oczepach palowych, które należy uwzględnić podczas wymiarowania strzemion.

W dalszej perspektywie autor zamierza przeanalizować wpływ wartości kąta skosu konstrukcji na rozkład sił wewnętrznych w ustroju, w szczególności w palach fundamentowych i porównać je z wynikami dotyczącymi wiaduktu prostego w planie. Przedmiotem dalszych badań będzie również wpływ ukształtowania konstrukcji na rozkład sił wewnętrznych w pozostałych elementach wiaduktu.

## Bibliografia

- [1] A. Krasieński: *Obliczenia statyczne fundamentów palowych*. Seminarium „Zagadnienia posadowień na fundamentach palowych”, Gdańsk 2004
- [2] A. Krasieński: *Na jakich palach posadawiać podpory obiektów mostowych?* „Inżynieria i budownictwo” nr 6/2004
- [3] B. Shah, D. Peric, A. Emaille: *Effects of ambient temperature changes on integral bridges*. Project report. Kansas State University, September 2008
- [4] J.E. O'Brien, D.L. Keogh: *Bridge deck analysis*. E & FN Spon of Taylor & Francis Group. London 2005
- [5] K. Furtak, B. Wrana: *Mosty zintegrowane*. WKiŁ. Warszawa 2000
- [6] M. Feldman, J. Naumas, D. Park, M. Velikovic, J. Eriksen, O. Heachler, N. Popa, G. Seidl, A. Braun: *Design Guide. Economic and Durable Design of Composite Bridges with Integral Abutments*. RWTH Aachen University. Germany, 2010.
- [7] M. Kosecki: *Statyka ustrojów palowych*. Szczecin 2006
- [8] J. Jarosz, W. Radomski: *Analiza numeryczna przemieszczeń mostowych konstrukcji zintegrowanych*. Inżynieria i Budownictwo nr 6/2013
- [9] PN-B-03010:1983. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [10] PN-S-10030:1985. Obiekty mostowe. Obciążenia
- [11] PN-S-10042:1991. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie
- [12] R. J. Lock: *Integral bridge abutments*. CUED/D-SOILS/TR320. M. Eng. Project report. June 2002
- [13] R. Oleszek, M. Bukowski, W. Trochymiak: *Parcie gruntu na przyczółki mostowe w świetle zaleceń krajowych i zagranicznych*. „Inżynieria i Budownictwo” nr 4/2013
- [14] R. S. Coke: *The concept and construction of integral bridges*. Seminar On Design of integral bridges. Kuala Lumpur, July 2003
- [15] W. Trochymiak, L. Dobrowolski, W. Jarominiak, T. Szurowski: *O projekcie integralnego, skośnego, żelbetowego wiaduktu drogowego*. „Inżynieria i budownictwo” nr 9/2001