

Awaria żelbetowej rampy najazdowej w budynku centrum handlowego

RAFAL SZYDŁOWSKI*, BARBARA ŁABUZEK
Politechnika Krakowska

Streszczenie: W 2019 roku rozpoczęto budowę budynku centrum handlowego w pobliżu Krakowa. Na dachu budynku zaprojektowano parking, na który prowadzi żelbetowa rampa najazdowa. Konstrukcja rampy składa się z czterech dwuprzęsłowych belek. W rzucie jedno z przęseł jest proste, a drugie ma kształt łuku. Kąt zakrzywienia łuku wynosi 81° , a długość belki przy krawędzi zewnętrznej wynosi 32,2 m. Po wykonaniu i zwolnieniu z podpór konstrukcja doznała znacznego ugięcia, które reologicznie przyrastało w czasie. Na wszystkich belkach stwierdzono liczne rysy od skręcania, których szerokość dochodziła do 1 mm. Przeprowadzone obliczenia weryfikacyjne pokazały, że popełniono błąd już na etapie projektowania. Konstrukcja o takiej geometrii nie była w stanie przenieść nawet własnego ciężaru. W pracy zamieszczono opis konstrukcji rampy, inwentaryzację uszkodzeń, wyniki analizy obliczeniowej, ogólną oceną przyczyn niepowodzenia oraz zaproponowany sposób wzmocnienia.

Słowa kluczowe: belka łukowa, most żelbetowy, reologia betonu, skręcanie, zarysowanie betonu

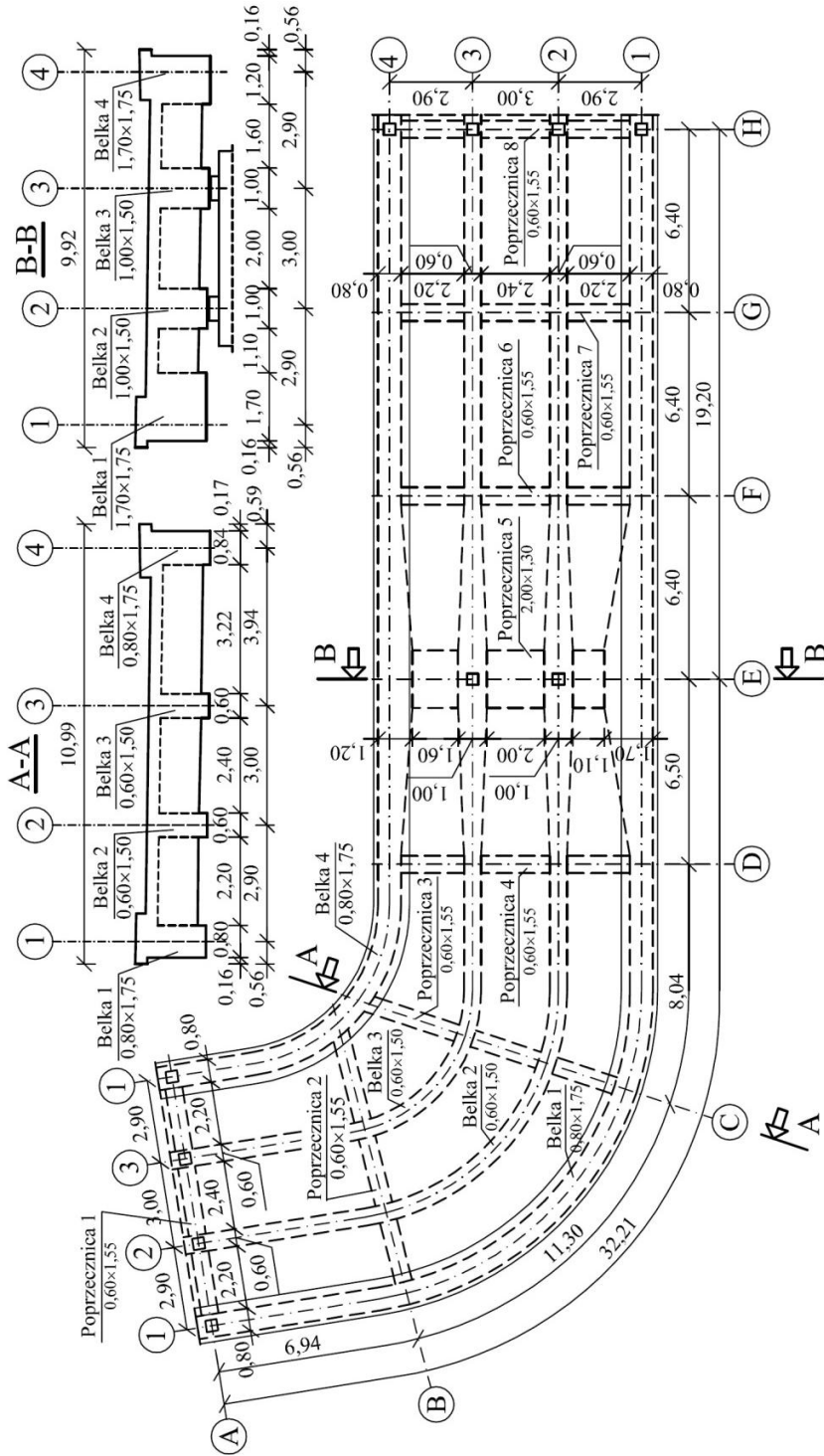
1. Wprowadzenie

W 2019 roku w pobliżu Krakowa rozpoczęto budowę nowego, większego budynku jednego marketów budowlanych. Jest to żelbetowy obiekt wykonany w technologii betonu monolitycznego. Na dachu budynku zaprojektowano parking, a prowadzić do niego miała żelbetowa, dwuprzęsłowa rampa najazdowa. Po uwolnieniu z podpór tymczasowych konstrukcja doznała znacznych ugięć doraźnych oraz mocnego zarysowania. Zaniepokoiło to wykonawców obiektu i rozpoczęto geodezyjny monitoring ugięć. Rampa została ukończona, lecz po 6 miesiącach monitorowania ugięć okazało się, że przyrastają one systematycznie w tempie 13 mm miesięcznie i nie hamują. Inwestor doszedł do wniosku, że realizacja nie powiodła się, zlecił więc wykonanie ekspertyzy.

2. Opis konstrukcji rampy

Rampa żelbetowa to dwuprzęsłowy ustrój składający się z 4 belek głównych połączonych poprzecznymi oraz monolitycznej płyty (rys. 1). Jedno z przęseł (pomiędzy osiami E i H) ma przebieg prostoliniowy a drugie (pomiędzy osiami A i E) biegnie po łuku.

*Autor do korespondencji: rszydowski@pk.edu.pl

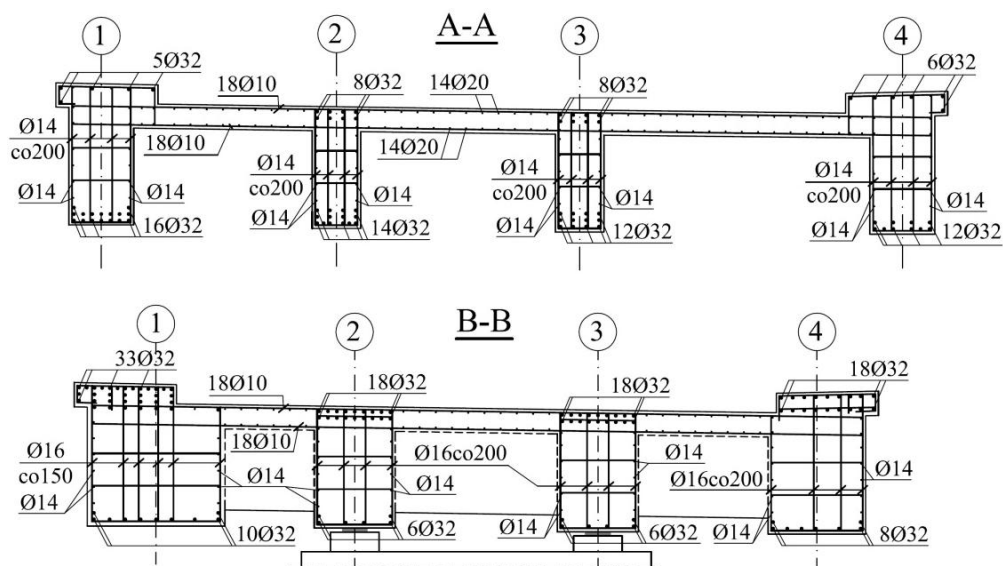


Rys. 1. Geometria rampy.

Kąt zakrzywienia łuku wynosi 81° a rozpiętość najdłuższej belki zewnętrznej, mierzona po jej osi, to aż 32,2 m. Belki skrajne mają przekrój $0,80 \times 1,75$ m a belki środkowe $0,60 \times 1,50$ m. Grubość płyty wynosi 0,30 m. Ustrój podparty jest na 3 podporach w osiach A, E i H. Podpora wewnętrzna w osi E to żelbetowy filar, na którym na łożyskach mostowych wsparto tylko belki wewnętrzne (rys.1 – przekrój B-B). Podpory końcowe w osiach A i H stanowią żelbetowe ramy, na których oparto wszystkie 4 belki. Belki główne pogrubiono nad podporą środkową. Belki wewnętrzne w przekroju podporowym mają tutaj szerokość 1,00 m a belki zewnętrzne 1,70 m. Belki połączone są poprzecznicami o przekroju $0,60 \times 1,55$ m. Tylko poprzecznicą podporowa w osi E ma przekrój $2,00 \times 1,55$ m.

Konstrukcję wykonano z betonu C35/45 wykonanego na kruszywie bazaltowym o frakcjach 2/8 i 8/16 mm, cementie CEM I 42,5 R-NA.

Na rysunku 2 pokazano w przekrojach zbrojenie rampy. W najdłuższej belce zewnętrznej (Belka 1) w przekroju środkowym zakrzywionego przęsła (które uległo awarii) zastosowano dołem 16 prętów f 32 a nad podporą środkową 33 pręty f 32. Zbrojenie poprzeczne na długości przęsła zakrzywionego we wszystkich 4 belkach to 4 pręty f 14 mm w rozstawie 0,20 m a przy podporze środkowej to 6 prętów f 16 mm co 0,15 m w belce zewnętrznej oraz co 0,20 m w pozostałych belkach. Otulenie zbrojenia (dla prętów głównych) wynosi 40 mm. Zastosowano zbrojenie ze stali BSt500S.



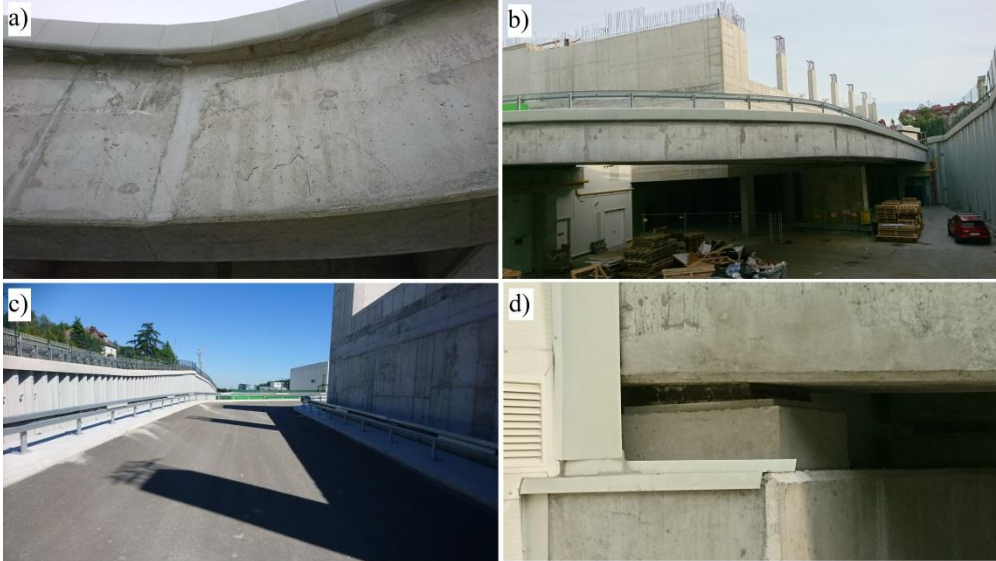
Rys. 2 Przekroje poprzeczne ze zbrojeniem.

3. Charakterystyka uszkodzeń

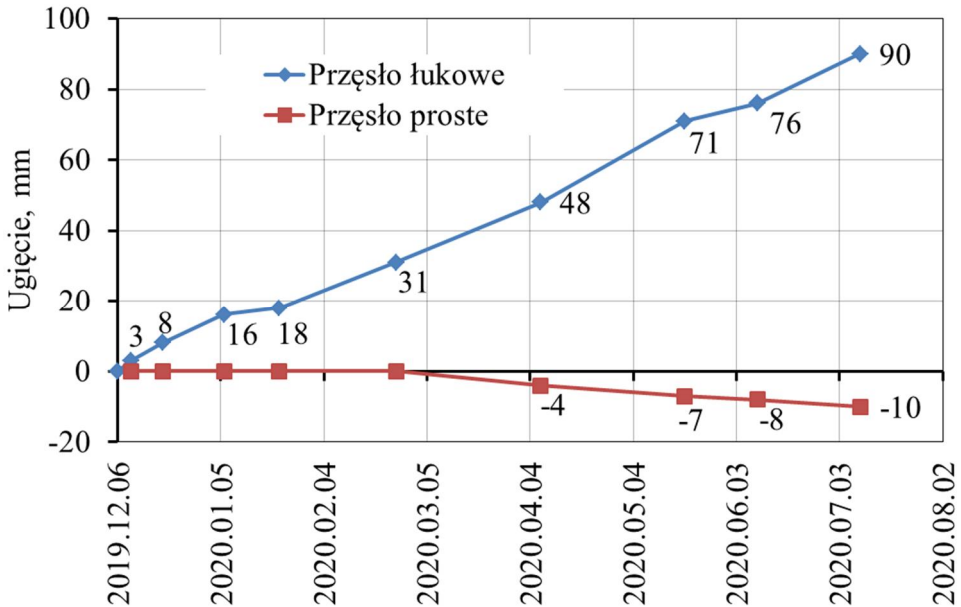
Podstawową przyczyną podjęcia działań były nadmierne ugięcia przęsła łukowego rampy i ich przyrost w czasie. Widok ugiętej rampy pokazano na rysunku 3b. Prace rozpoczęto od analizy dostarczonych wyników geodezyjnych ugięć. Na rysunku 4 pokazano rozwój ugięć w czasie. W ciągu 7 miesięcy od zwolnienia konstrukcji z podpór ugięcie łukowego przęsła belki zewnętrznej (Belka 1) przyrosło o 90 mm. Niepokojący jest jednostajny przyrost ugięcia wynoszący 12,9 mm/miesiąc. Przęsło proste belki w tym czasie unosiło się w górę. Zostało

uniesione o 10 mm. Przyrost ugięcia belki wewnętrznej (Belka 4) był znacznie mniejszy. Ugięcie przęśła łukowego wynosiło 20 mm a uniesienie przęśła prostego 4 mm.

Z uwagi na systematyczny i jednostajny przyrost ugięć, po otrzymaniu wyników geodezyjnych zalecono natychmiastowe podparcie rampy. Z wykonaniem podparcia zwlekano jednak kilka miesięcy, dlatego też ugięcie pogłębiło się o kilkadziesiąt milimetrów. Widok podpartej i ugiętej rampy pokazano na rysunku 5.



Rys. 3 Uszkodzenia rampy: a) rysy na bocznej powierzchni belki wewnętrznej, b) ugięcie przęśła łukowego, c) deformacja jezdni, d) obrót belki zewnętrznej na podporze skrajnej.



Rys. 4 Rozwój ugięcia belki zewnętrznej w czasie.

W wyniku przeprowadzonej inwentaryzacji stwierdzono dodatkowo:

- mocne zarysowanie bocznych i dolnych powierzchni belek głównych oraz bocznych powierzchni poprzecznic (rys. 6),
- zarysowanie górnej powierzchni chodników (rys. 7),
- duży obrót belek na łożyskach na podporze skrajnej (rys. 3d).

Na rysunku 3a pokazano zarysowaną belkę zewnętrzną a na rysunku 6 pokazano układ rys zidentyfikowany na bocznych powierzchniach belek głównych. Rysunek należy analizować patrząc na obie powierzchnie belki z tej samej strony (na jedną powierzchnię od zewnątrz na drugą z wnętrza belki). Można zauważyć, że rysy na obu powierzchniach belki biegną w przecinających się kierunkach, co świadczy o tym, że powstały w wyniku skręcania. Największą szerokość rys, równą 1,0 mm, zarejestrowano na zewnętrznej powierzchni belki najbardziej zewnętrznej.

Na rysunku 7 pokazano układ rys zinventaryzowanych na górnej powierzchni chodników. Można zauważyć dwa odmienne układy tj. rysy biegnące skośnie do osi belek przy zewnętrznej podporze przęsła łukowego oraz rysy prostopadłe do osi belek nad podporą środkową. Pierwsze z nich są wynikiem skręcania a drugie powstały od zginania. Maksymalna szerokość rys na chodnikach wynosiła 0,25 mm.

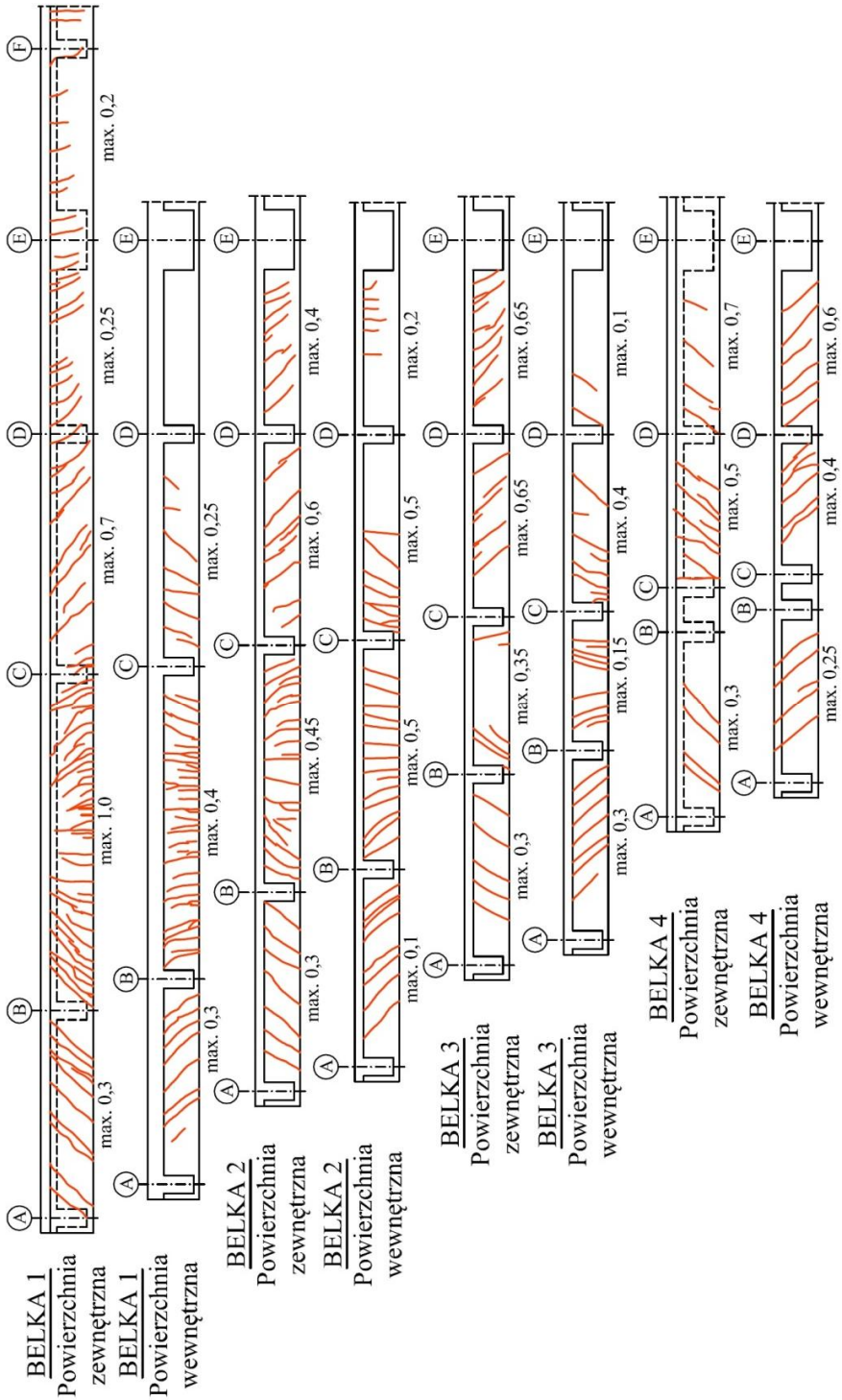
Na rysunku 3c pokazano zdeformowaną w wyniku ugięcia przęsła łukowego jezdnię. Ugięcie rampy spowodowało zmianę spadku poprzecznego jezdni, która przyjęła spadek od belki wewnętrznej do zewnętrznej. Na jezdni po opadach deszczu po stronie zewnętrznej tworzyła się niecka wodna. Na rysunku 3d pokazano natomiast obrót belki zewnętrznej na łożysku końcowym w wyniku nadmiernego jej ugięcia. Niewykluczone, że została przekroczona dopuszczalna wartość obrotu gwarantująca prawidłową pracę łożyska.



Rys. 5 Widok ugiętej i podpartej rampy.

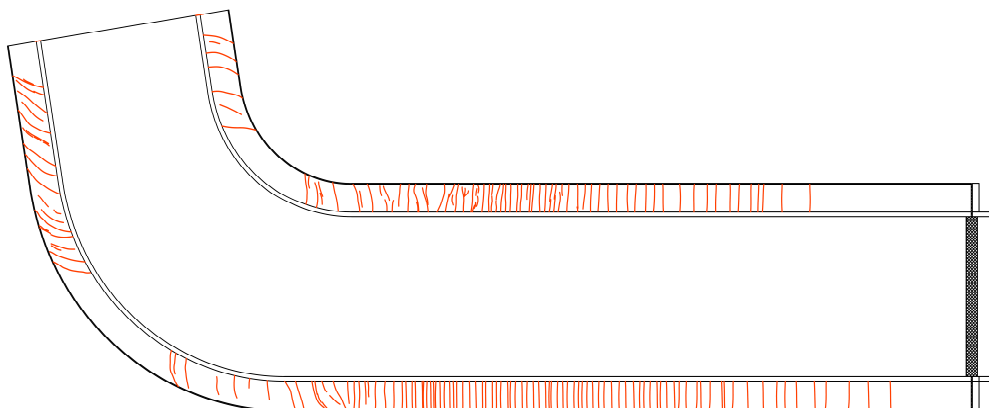
4. Badania betonu

Pobrano 5 próbek rdzeniowych $f 100$ mm do badań wytrzymałości betonu. Uzyskano wytrzymałość na ściskanie 44,1, 47,8 i 49,8 MPa. Wartości te nie odbiegają od oczekiwanej wytrzymałości walcowej dla betonu klasy C35/45 wynoszącej 35 MPa.



Rys. 6. Rysy na powierzchniach bocznych belek.

Określono również znacznie istotniejszą cechę dla prawidłowej pracy konstrukcji, sieczny moduł sprężystości E_{cm} . Otrzymano odpowiednio wartości 38,2; 34,0 i 38,7 GPa (wartość średnia 37,0 GPa). Oczekiwana normą [1] wartość modułu sprężystości dla betonu klasy C35/45 wynosi 34 GPa, przy czym dla kruszyw bazaltowych powinna być zwiększona o 20%. Wymagana wartość modułu sprężystości dla zastosowanego betonu, zgodnie z [1], wynosi 40,8 GPa. Pomierzona wartość modułu sprężystości jest więc nieco zaniżona, wynosi 90% wartości wymaganej.

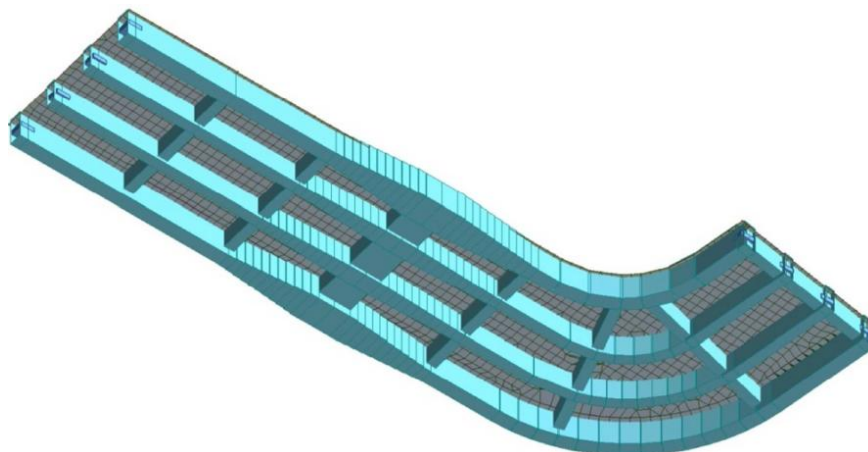


Rys. 7 Układ rys na górnej powierzchni chodników.

5. Analiza obliczeniowa

W celu weryfikacji stanów granicznych konstrukcji wykonano model obliczeniowy konstrukcji w systemie MES. Zamodelowano ruszt z belek o przekrojach odpowiadających ich geometrii, połączonych żelbetową płytą grubości 0,30 m (rys. 8). Model wykonano w dwóch wariantach materiałowych:

- dla parametrów normowych betonu klasy C35/45 wykonanego na kruszywie bazaltowym: moduł sprężystości $E_{cm} = 40,8$ GPa,
- dla parametrów betonu uzyskanych z badań: $E_{cm} = 37,0$ GPa.



Rys. 8 Model konstrukcji rampy w systemie MES.

Wpływ pełzania betonu na przyrost ugięć uwzględniono wyznaczając współczynnik pełzania betonu zgodnie z normą [1] dla zaprojektowanego betonu. Wyznaczono następujące wartości:

- dla belek B-1 i B-4 (zewnątrznych): $a(t, t_0) = 1,34$,
- dla belek B-2 i B-3 (wewnętrznych): $a(t, t_0) = 1,27$.

Wpływ zarysowania na zamianę sztywności uwzględniono wyznaczając moment bezwładności przekroju zarysowanego I_{II} . Otrzymano:

- dla belek B-1 i B-4 (zewnątrznych): $I_I = 0,357 \text{ m}^4$, $I_{II} = 0,207 \text{ m}^4$,
- dla belek B-2 i B-3 (wewnętrznych): $I_I = 0,169 \text{ m}^4$, $I_{II} = 0,105 \text{ m}^4$.

Wpływ reologii i zarysowania betonu na przyrost ugięć uwzględniono wyznaczając współczynnik redukcyjny sztywności definiowany jako stosunek sztywności efektywnej do sztywności sprężystej:

$$k = \frac{B_{\infty}}{B_0} \quad (1)$$

gdzie:
$$B_0 = I_I \times E_{cm}, B_{\infty} = \frac{I_{II} E_{c,eff}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{sd}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_I}{I_{II}}\right)} \quad (2, 3)$$

Otrzymano następujące wartości:

- dla belki B-1: $B_0 = 13122 \text{ MNm}^2$, $B_{\infty} = 2886 \text{ MNm}^2$, $k = 0,22$,
- dla belek B-2 i B-3: $B_0 = 6197 \text{ MNm}^2$, $B_{\infty} = 1363 \text{ MNm}^2$, $k = 0,22$,
- dla belki B-4: $B_0 = 13122 \text{ MNm}^2$, $B_{\infty} = 4199 \text{ MNm}^2$, $k = 0,32$.

Do modelu przyłożono istniejące obciążenia od następujących warstw jezdni:

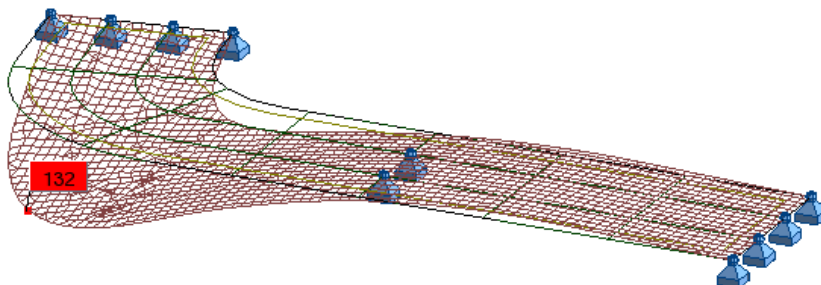
- warstwy ścieralnej z betonu asfaltowego AC11S grubości 50 mm (1,23 kN/m²),
- warstwy wiążącej asfaltu twardolanego MA11W grubością 50 mm (1,15 kN/m²),
- izolacji z papy grubości 5 mm (0,06 kN/m²),
- oraz obciążenia od elementów wyposażenia chodnika, takich jak:
 - bariera ochronna (0,25 kN/m),
 - krawężnik granitowy 0,2×0,2 m (1,12 kN/m),
 - deski gzymsowe (0,35 kN/m).

Dla weryfikacji warunków stanu granicznego nośności, oprócz obciążeń stałych, przyjęto obciążenie użytkowe obiektu mostowego. Obiekt zaprojektowano dla najniższej klasy mostu zgodnie z normą [2] – klasy E (ciężar pojazdu do 15 ton). Przyjęto obciążenie pojazdem K w postaci 8 kół ustawionych w 4 osiach o rozstawie 1,2 m. Rozstaw kół w osi wynosi 2,7 m a odległość osi pojazdu od krawężnika nie mniej niż 2,0 m. Całkowite obciążenie K na 8 kół wyniosło 240 kN. Dodatkowo, na całej powierzchni jezdni przyłożono jednorodne obciążenie towarzyszące o wartości 1,2 kN/m². Do obciążenia pojazdem K zastosowano współczynnik dynamiczny, obliczony zgodnie z norma [2], o wartości 1,22. Wartość charakterystyczna obciążenia na koło wynosiła 36,6 kN.

W oparciu o współczynniki redukcyjne sztywności, uwzględniające zarysowanie i pełzanie betonu, wyznaczono ugięcie konstrukcji od obciążeń stałych w dwóch wariantach: dla modułu sprężystości wg normy [1] (40,8 GPa) oraz dla modułu wyznaczonego na pobranych próbkach (37,0 GPa). Dla pierwszego wariantu otrzymano wartość ugięcia 122 mm a dla drugiego 132 mm (rys. 9). Obydwie wartości wyznaczono dla czasu $t = 50$ lat. Zarejestrowana wartość przyrostu ugięcia rzeczywistego wynosiła 90 mm. Należy jednak podkreślić, że jest to sam przyrost reologiczny, bez ugięcia doraźnego. Rzeczywiste ugięcia mogły być znacznie większe.

Normy mostowe nie definiują dopuszczalnego ugięcia trwałego a jedynie ugięcie pod obciążeniem ruchomym, Jako obowiązujące należy więc traktować przepisy norm ogólnych do projektowania konstrukcji żelbetowych tj. normę PN-B-03264 [3] oraz Eurokod 2 [1],

zgodnie z którymi, ugięcie o wartości większej niż $L/250$ znacznie pogarsza przydatność konstrukcji. Otrzymane wartości 122 i 132 mm stanowią odpowiednio $1/185$ i $1/171$ rozpiętości. Są to wartości ugięcia nieakceptowalne ze względów estetycznych i użytkowych, co potwierdza aktualny wygląd konstrukcji.



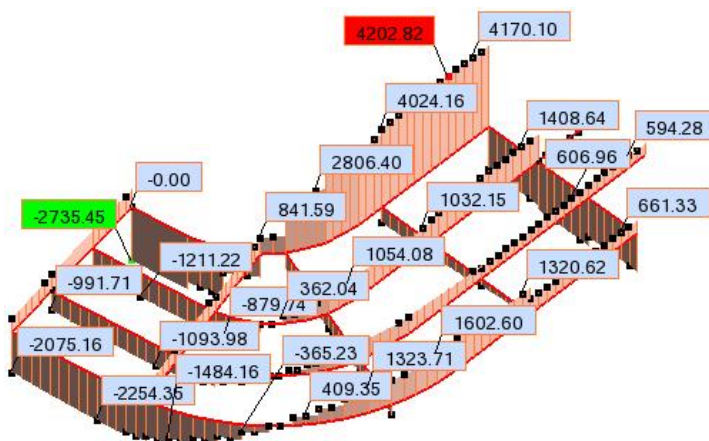
Rys. 9 Ugięcie rampy.

Warto zaznaczyć, że obliczenia oparto na szeregu założeń normowych służących wyznaczeniu współczynnika pełzania. Jednostajny i niezwalniający przyrost ugięć pokazany na rysunku 4 pozwala przypuszczać, że docelowe ugięcia będą znacznie większe niż obliczone wartości 122 i 132 mm, mogą osiągnąć wartość nawet około 200 mm.

Na rysunku 10 pokazano wykres obliczeniowych momentów zginających w belkach, obliczonych dla kombinacji SGN. Największe wartości otrzymano dla belki najbardziej wewnętrznej B-4, tj. 4202 kNm przy podporze wewnętrznej oraz 2735 kNm przy podporze końcowej. Wyznaczono również nośność na skręcanie zgodnie z normą [3]. Otrzymano następujące wartości:

- dla odcinka przy podporze środkowej: $T_{Rd1} = 4051$ kNm ze względu na ściskanie krzyżulców betonowych, $T_{Rd2} = 1966$ kNm ze względu na rozciąganie zbrojenia poprzecznego,
- dla odcinka przy podporze skrajnej: $T_{Rd1} = 2047$ kNm ze względu na ściskanie krzyżulców betonowych, $T_{Rd2} = 983$ kNm ze względu na rozciąganie zbrojenia poprzecznego.

Przeprowadzone obliczenia pokazały, że w przypadku przekroju przy podporze środkowej doszło do niemal trzykrotnego przekroczenia nośności na skręcanie ($T_{Rd} = 983$ kNm, $T_{Sd} = 2735$ kNm). W przypadku podpory skrajnej przekroczenie nośności było mniejsze, ponad dwukrotne ($T_{Rd} = 1966$ kNm, $T_{Sd} = 4203$ kNm).



Rys. 10 Obliczeniowe momenty skręcające w belkach.

5. Ocena przyczyn niepowodzenia

- Przyczyną niepowodzenia przedsięwzięcia są kardynalne błędy projektowe, takie jak:
- obliczenia modelowe wykonano w zakresie liniowo-sprężystej pracy konstrukcji bez uwzględnienia zarysowania i efektów reologicznych. Nie doszacowano w ten sposób ugięć konstrukcji,
 - niedoszacowanie momentów skręcających i duży niedobór zbrojenia na skręcanie, skutkujący rysami o szerokości sięgającej 1,0 mm,
 - niewłaściwy dobór przekrojów belek wynikający z błędnego modelowania konstrukcji. Belka wewnętrzna (Belka-4) obciążona jest znacznie większym momentem skręcającym niż belka zewnętrzna (Belka-1). Tymczasem, belka zewnętrzna ma bardziej rozbudowany przekrój przy podporze środkowej ($b = 1,7$ m) niż belka wewnętrzna ($b = 1,2$ m). W belce wewnętrznej zastosowano w tym miejscu słabsze zbrojenie na skręcanie (f 16 co 200 mm) niż w belce zewnętrznej (f 16 co 150 mm).

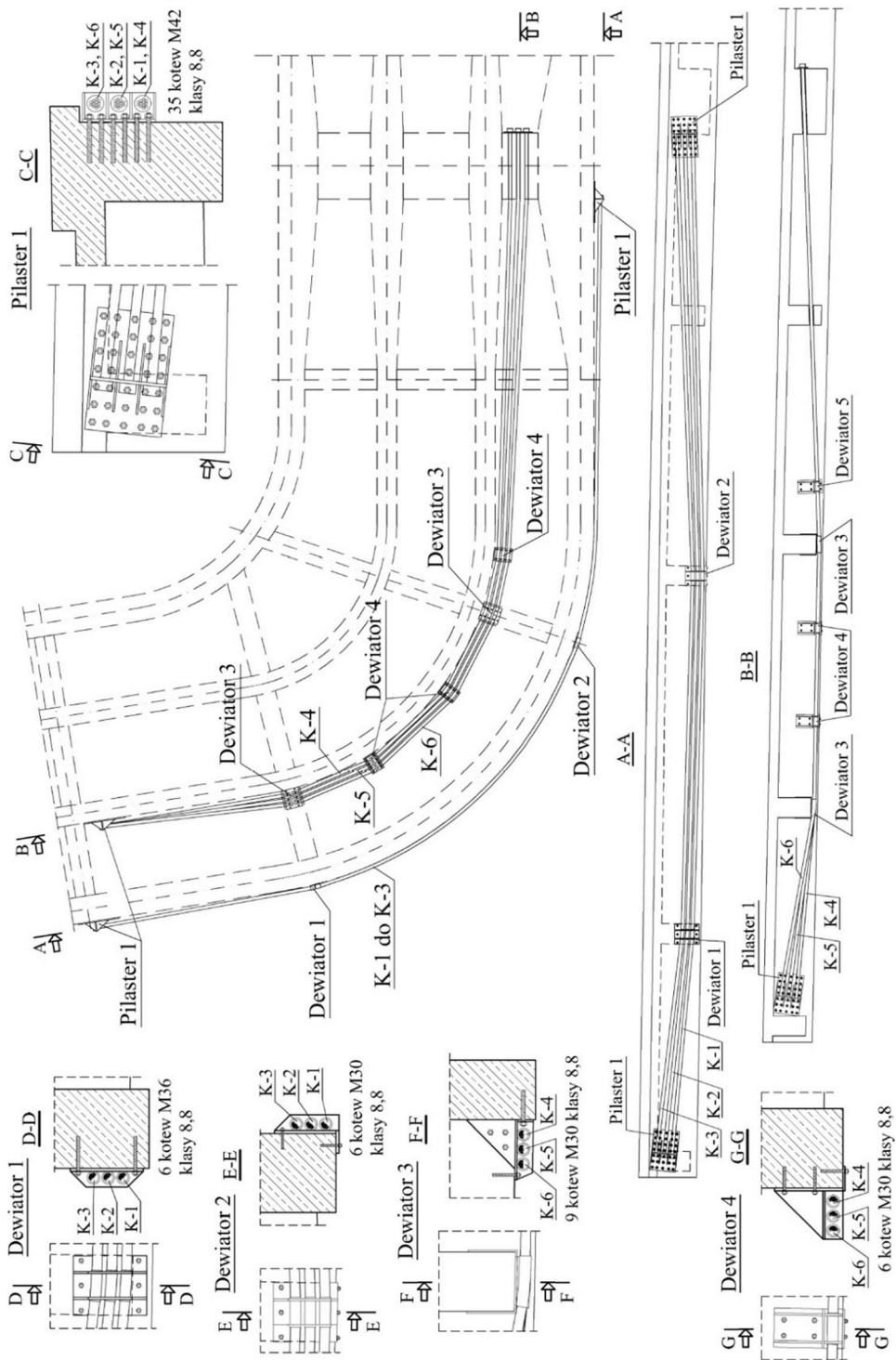
6. Propozycja wzmocnienia rampy

Na podstawie analizy uszkodzeń oraz wyników analizy statyczno-wytrzymałościowej dla istniejących i projektowanych obciążeń zaproponowano sposób wzmocnienia. Wymogiem Użytkownika było niewprowadzanie dodatkowych podpór. Zaproponowano wzmocnienie belek w postaci zewnętrznego sprężenia. Koncepcję sprężenia pokazano na rysunku 11. Zastosowano sześć kabli 12L15,5 (12 splotów siedmiodrutowych 15,5 mm). Trzy kable (K-1 do K-3) usytuowano na zewnętrznej powierzchni belki nr 1, a trzy (K-4 do K-6) pomiędzy belkami nr 1 i 2. Kable K-1 do K-3 zakotwiono w stalowych pilastrach przy podporach końcowej i środkowej. Kable te załamano w dwóch miejscach na stalowych dewiatorach (dewiator 1) zlokalizowanych na poprzecznicach.

Zakotwienie kabli K-4 do K-6, biegnących pomiędzy belkami nr 1 i 2, zaprojektowano w stalowym pilastrze przy poprzecznicy nad podporą skrajną (pilaster 1) oraz bezpośrednio na poprzecznicy przy podporze środkowej. Podobnie jak kable K-1 do K-3, kable K-4 do K-6 załamano w płaszczyźnie pionowej w dwóch miejscach na poprzecznicach, za pomocą dewiatorów nr 3. W rzucie kable załamują się w 5 punktach, na dewiatorach nr 3, 4 i 5.

Dużym wyzwaniem było przekazanie siły sprężającej na boczną powierzchnię belki przez pilaster 1. Połączenie pomiędzy pilastrem a żelbetową konstrukcją wymagało przeniesienia siły o wartości 7,2 MN. Zastosowano do tego 35 kotew M42 klasy 8,8 wklejanych w otwory o średnicy 50 mm. Obliczeniowa nośność na ścinanie takiej kotwy wynosi 0,325 kN co wskazuje na konieczność użycia 22 kotew. Liczbę kotew zwiększono do 35 ze względu na wysokie naprężenia w betonie. Przy średnicy rdzenia wynoszącej 50 mm i długości przekazania obciążeń na beton 150 mm (3 średnice rdzenia), dla 35 kotew otrzymano naprężenia ściskające równe 22 MPa. W analizie, ze względów bezpieczeństwa, nie uwzględniono nośności połączenia klejonego pomiędzy blachą a betonem. Założono, że całą siłę przenoszą kotwy.

Wykonano obliczenia weryfikacyjne uwzględniające działanie sprężenia. Obliczenia wykazały, że w przypadku obecności zaprojektowanego sprężenia trwałe ugięcie konstrukcji, przy redukcji sztywności wywołanej zarysowaniem i reologią betonu, wyniosłoby 45 mm. Jest to wartość 3 razy mniejsza niż obliczona dla wykonanej wersji żelbetowej i byłaby akceptowalna. Należy mieć na uwadze, że nadmierne ugięcie konstrukcji, które wywołało niepokój, powstało jako reologiczny przyrost ugięcia doraźnego. Zaprojektowane sprężenie jest niewystarczające do przeniesienia wszystkich działających obciążeń stałych. Z tego względu redukcja powstałych ugięć nie jest już możliwa gdyż wymagałaby przyłożenia znacznie większych sił zewnętrznych. Zaprojektowane sprężenie jedynie zatrzyma dalszy przyrost ugięć.



Rys. 11. Propozycja wzmocnienia rampy.

Analiza warunków stanu granicznego przy skręcaniu wykazała znaczącą redukcję momentów skręcających w wyniku działania sprężenia. Moment w belce wewnętrznej przy podporze środkowej wynoszący 4203 kNm został zredukowany do wartości 2377 kNm, a przy podporze skrajnej z wartości 2735 do 1159 kNm.

7. Wnioski

Zaprezentowany przypadek nieudanej realizacji rampy jest przykładem „szkolnych” błędów popełnionych przez uznaną pracownię projektową z wieloletnią tradycją. Przykład pokazuje również niewłaściwie realizowany proces weryfikacji projektów budowlanych.

Każdy materiał budowlany posiada pewną graniczną rozpiętość (zwłaszcza beton, który jest materiałem ciężkim w stosunku do swojej wytrzymałości), po przekroczeniu której, nie przeniesie bezpiecznie nawet ciężaru własnego. W tym przypadku niewątpliwie rozpiętość ta została przekroczona i wykonanie prawidłowo pracującej konstrukcji o zadanej geometrii w wersji żelbetowej okazało się niemożliwe. Ustrój ten powinien być zaprojektowany jako sprężony lub zespolony (stalowo-betonowy).

Przykład ten pokazuje również konieczność dodatkowej, niezależnej od tej wymaganej przepisami Prawa Budowlanego, weryfikacji projektów budowlanych, zleconej przez Inwestora bądź Generalnego Wykonawcę. Ma to szczególne znaczenie w przypadku rozwiązań trudnych i nietypowych. W chwili przekazywania pracy do recenzji Inwestor podjął decyzję o rozbiórce obiektu i wykonaniu nowej konstrukcji w technologii betonu sprężonego.

Literatura

1. PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
2. PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
3. PN-B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Grudzień 2002.

Failure of the reinforced concrete ramp in the shopping center building

Key words: Arch beam, reinforced concrete bridge, concreto creep, beam torsion, cracks