

ANALIZA PRZYCZYŃ ZNISZCZENIA SKRAJNEJ STRUNOBETONOWEJ BELKI T27 W KONSTRUKCJI WIADUKTU BUDOWANEJ AUTOSTRADY

Prof. dr hab. inż. Krzysztof DYDUCH*, dr inż. Rafał SZYDŁOWSKI**

*) TEQUM Consulting Engineers

Krakowska Akademia im. Frycza Modrzewskiego,
Wydział Architektury i Sztuk Pięknych

**) Politechnika Krakowska

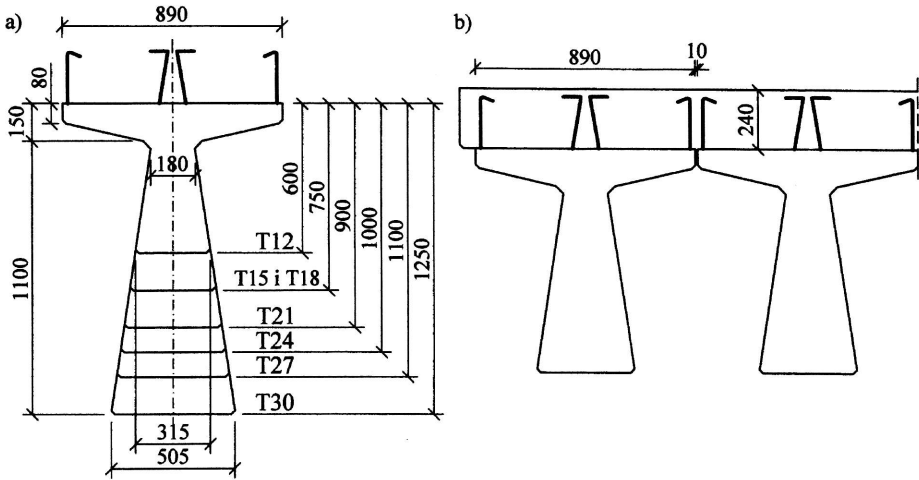
1. WPROWADZENIE

Strunobetonowe belki mostowe typu T zostały opracowane oraz wdrożone do zastosowania z inicjatywy Przedsiębiorstwa Robót Mostowych „Mosty-Łódź” SA. Prace projektowe kierowane przez mgr inż. Witolda Doboszyńskiego ukończono w lutym 2001 roku. Belki typu T o zróżnicowanych rozpiętościach 12, 15, 18, 21, 24, 27 i 30 m tworzą zespoloną konstrukcję nośną wraz z płytą monolityczną.

Opracowana konstrukcja łączy zalety ustrojów belkowych, wykonywanych na belkach o przekroju dwuteowym typu WBS i płytowych na belkach o przekroju teowym typu „Kujan”. Ma natomiast tę przewagę, że nie wymaga stosowania deskowań bądź deskowań traconych. Ustrój nośny wykonany z belek typu T nie ma zamkniętych przestrzeni niedostępnych dla kontroli. Przekrój poprzeczny belki typu T wraz z koncepcją zespolenia przedstawiono na rysunku 1. Szczegóły konstrukcyjne i założenia dotyczące zespolonych ustrojów mostowych z wykorzystaniem tychże belek zawarto w pracach [1] i [2].

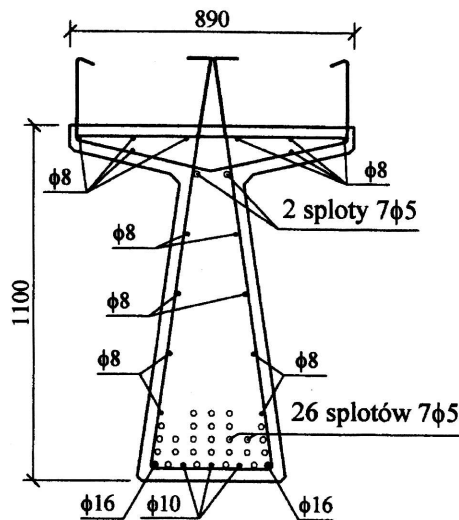
2. OPIS KONSTRUKCJI OBIEKTU

Budowany obiekt, w którym doszło do zniszczenia skrajnej belki typu T27, jest jednoprzęsłowym wiaduktem w ciągu budowanej autostrady. Konstrukcję jezdni każdej z dwóch nitek wiaduktu stanowi zespolona płyta złożona z 15 belek T27 o wysokości 1,1 m oraz monolitycznej płyty żelbetowej o grubości 0,24 m. Konstrukcja płyty została utwierdzona w żelbetowych ścianach przyczółka o grubości 1,0 m dzięki zastosowaniu zbrojenia górnego kotwionego w płycie.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny strunobetonowej belki typu T (a), koncepcja zespolenia (b).

Zastosowane do konstrukcji płyty jezdni belki prefabrykowane były typowymi belkami typu T27. Sprężenie belek stanowiło 28 splotów $7\phi 5$ w tym 26 w części dolnej i 2 w części górnej. Układ sprężenia oraz zbrojenia zwykłego w przekroju poprzecznym pokazano na rysunku 2. Spadek jezdni w kierunku poprzecznym wynosił 2 %. W trakcie montażu belek, były one układane na podporach montażowych w postaci stalowych dwuteowników zastabilizowanych w spadku na systemowych podporach.

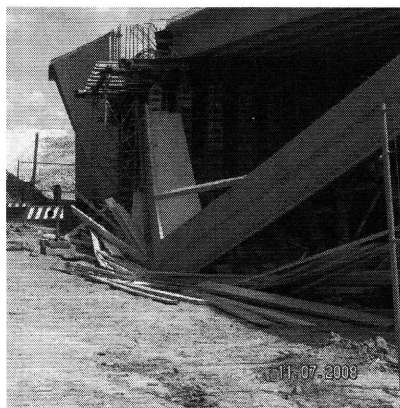


Rys. 2 Sprężenie i zbrojenie zwykłe w belce T27 zastosowanej w konstrukcji wiaduktu.

3. CHARAKTERYSTYKA ZNISZCZENIA BELKI

W trakcie montażu prefabrykowanych belek typu T doszło do zniszczenia skrajnej belki przy najniższej krawędzi płyty jezdni. Belka złamała się w odległości ok. 12,0 m od czoła (całkowita długość belki wynosiła 27 m) i spadła na ziemię. Widok złamanej belki spoczywającej na ziemi i podporach tymczasowych przedstawiono na rys. 3a, natomiast złamany przekrój na rys 3b.

W złamanym przekroju belki typu T stwierdzono zerwanie dwóch górnych splotów sprężających oraz wszystkich prętów zbrojeniowych w półce górnej. Sploty sprężenia dolnego pozostały nieprzerwane, doszło natomiast do zmiążdżenia betonu i ich wyoboczenia przy bocznej powierzchni zwróconej ku górze po złamaniu (rys. 3b).



Rys. 3 Widok złamanej belki spoczywającej na ziemi i podporach tymczasowych (a), złamany przekrój belki (b).

4. OKREŚLENIE PRZECZYN ZNISZCZENIA BELKI

Ponieważ w budowanym ciągu autostrady do czasu wystąpienia katastrofy belki T27 zbudowano sześć wiaduktów o podobnej konstrukcji, zachodziła konieczność nie tylko jednoznacznego określenia przyczyn powstałej katastrofy, ale i określenia stanu bezpieczeństwa zbudowanych już wiaduktów. Stąd, przeprowadzono szereg dokładnych badań, analiz i weryfikacji przyjętych założeń obliczeniowych, projektowych i wykonawczych. Przeprowadzono:

- weryfikację projektu belki T27 (strat sprężenia i stanu naprężeń w przekroju sprężonym),
- kontrolę procesu produkcyjnego belek T27 w zakładzie prefabrykacji,
- weryfikację rzeczywistych mimośrodów splotów sprężających w złamanej belce,
- badania próbek betonu i stali sprężającej z okolic złamanego przekroju wykonane w akredytowanych laboratoriach,

- obliczenie momentu utrzymującego i momentu wywracającego przy uwzględnieniu bocznego obciążenia w postaci pomostu roboczego i określenie możliwości przewrócenia belki na bok,
- analizę stanu naprężeń w betonie i stali sprężającej w przypadku przewrócenia belki na bok.

4.1. Weryfikacja strat sprężenia i stanu naprężeń w przekroju sprężonym

Analizę naprężeń zarówno w stali sprężającej jak i w przekroju sprężonej belki przeprowadzono w oparciu o dane z dzienników sprężania producenta belek. Stwierdzono, że początkowa siła sprężająca wynosiła $P_0 = 4082,3$ kN (146,8 kN/splot). Początkowe naprężenia w stali sprężającej były zatem równe $\sigma_{p0} = 1037$ MPa.

Dalej określono straty siły sprężającej. Otrzymano z pomiarów i obliczeń:

- straty wywołane przesunięciem bloków oporowych: $\Delta P_L = 27,6$ kN (0,68%)
- straty wywołane tarciem na załamaniach cięgien: $\Delta P_\mu = 42,1$ kN (1,0%)
- straty od poślizgu cięgien w zakotwieniach: $\Delta P_{sl} = 2,04$ kN (0,05%)
- straty wywołane częściową relaksacją stali: $\Delta P_{ir} = 43,9$ kN (1,1%)
- straty wywołane odkształceniem sprężystym betonu: $\Delta P_c = 389$ kN (9,8%)
- straty reologiczne: $\Delta P_{mt} = 365$ kN (8,9%)

Całkowite straty sprężenia wyniosły łącznie 869,6 kN. Siła sprężająca w chwili awarii była zatem równa 3212,7 kN i wynosiła 78,7 % wartości początkowej.

Dla wyznaczonych wartości strat sprężenia określono stan naprężeń w betonie w przekroju złamania. I tak: w sytuacji początkowej ($t = 0$) otrzymano naprężenia ściskające w betonie równe 4,58 MPa dla górnej i 11,8 MPa dla dolnej krawędzi a w chwili awarii wartości wynosiły odpowiednio 5,23 i 7,85 kN. Belki były wykonane z betonu B40 ($f_{ck} = 32$ MPa, $f_{cm} = 40$ MPa). Maksymalne naprężenia ściskające ukształtowały się zatem na poziomie $0,30f_{cm}$ dla sytuacji początkowej i $0,25f_{ck}$ w chwili zniszczenia belki. Warunki wymogów normowych [3] były więc spełnione.

4.2. Weryfikacja mimośrodków sił sprężających

W celu weryfikacji rozmieszczenia splotów sprężających z założeniami projektowymi wycięto odcinek belki o długości 1,5 m w pobliżu przekroju złamania. Dokonano szczegółowej inwentaryzacji wymiarów geometrycznych przekroju oraz rozmieszczenia splotów sprężających i zbrojenia zwykłego. Nie stwierdzono znaczących odchyżeń od założeń projektowych. Z wyciętego odcinka belki pobrano próbki betonu i stali sprężającej do badań laboratoryjnych.

4.3. Badania próbek betonu i stali z okolic złamanego przekroju

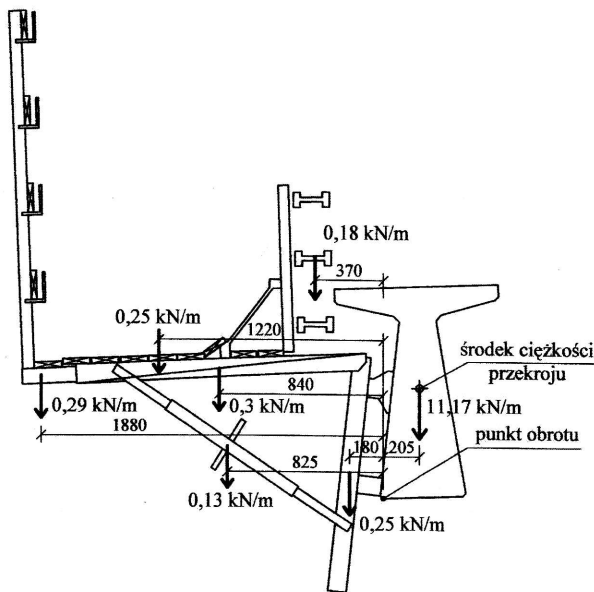
W celu weryfikacji założonych cech wytrzymałościowych betonu i stali przeprowadzono badania wytrzymałościowe w akredytowanych laboratoriach. Pobrano w tym celu 8 walcowych próbek betonowych o średnicy 100 mm. Ba-

dania wytrzymałościowe wykazały wytrzymałość betonu w zakresie od 60,12 do 72,11 MPa. Wytrzymałość średnia betonu wyniosła 68,18 MPa a współczynnik zmienności 0,079. Otrzymane wyniki pozwoliły przyjąć klasę betonu B60 zgodnie z PN-B-03264 (klasa betonu wg projektu wynosiła B45).

Do badań wytrzymałościowych stali sprężającej pobrano odcinki wszystkich 28 splotów z wyciętego odcinka belki o długości 1,0 m. Średnia wytrzymałość przy zerwaniu wyniosła 1850 MPa. Wytrzymałość dwóch zerwanych przy zniszczeniu belki splotów nie odbiegała w znaczący sposób od pozostałych, mniejsza z wartości wyniosła 1819 MPa.

4.4. Obliczenie momentu utrzymującego i momentu wywracającego

Ponieważ stwierdzono, iż do złamanej belki skrajnej zamocowany był roboczy pomost typu „Doka” z barierami zabezpieczającymi, stąd w poszukiwaniu przyczyn zaistniałej katastrofy przeprowadzono obliczeniowe porównanie momentów utrzymującego i wywracającego belki. Przy przyjęciu działających sił oraz ich mimośrodków (rys. 4) otrzymano z obliczeń $M_u = 2,31 \text{ kNm/m}$ oraz $M_w = 1,39 \text{ kNm/m}$. Zatem sam ciężar zamocowanego pomostu nie mógł doprowadzić do wywrócenia skrajnej belki strunobetonowej na bok.



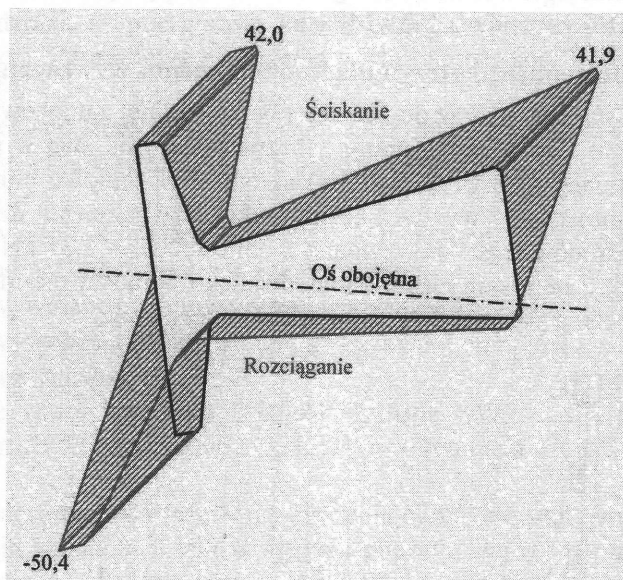
Rys. 4 Obciążenie boczne w postaci pomostu typu „Doka” zamocowane do belki wraz z działającymi siłami i mimośrodkami.

Przyjmując jednak dopuszczalne przez dostawcę pomostu roboczego jego obciążenie użytkowe $1,5 \text{ kN/m}^2$, relacja momentu wywracającego do utrzymującego wynosi $3,88/2,31 \text{ kNm/m}$, co wskazuje na przekroczenie wartości utrzymu-

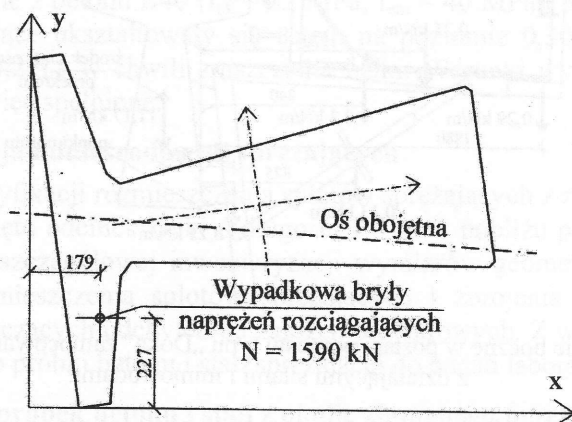
jącej o 68 %. Warunek równowagi M_w/M_u zostaje przekroczony już przy obciążeniu pomostu roboczego równym $0,56 \text{ kN/m}^2$. Takie obciążenie było prawdopodobne, a to z uwagi składowania na nim zbrojenia wiążącego belki z przyczółkami.

4.5. Weryfikacja stanu naprężeń w betonie i stali sprężającej w przypadku przewrócenia belki na bok

Dla pozycji wywróconej belki na bok wyznaczono obliczeniowe naprężenia w przekroju (rys. 5).



Rys. 5 Bryła naprężeń w przekroju belki położonym na boku (wartości w MPa)



Rys. 6 Położenie i wartość wypadkowej naprężeń rozciągających w przypadku położenia belki na bok.

Z uwagi na zmianę wskaźników wytrzymałościowych przekroju belki po przewróceniu, wystąpiły w nim naprężenia rozciągające zdecydowanie przekraczające naprężenia rysujące betonu. Wartości wypadkowej naprężeń rozciągających $N = 1590$ kN oraz jej położenie przedstawiono na rysunku 6. W nowo powstałej strefie rozciąganej belki znalazło się niewiele prętów zbrojenia zwykłego $\phi 8$ oraz jeden splot sprężający $7\phi 5$, które najpierw uległy zerwaniu. W tym stanie zmiany pracującego przekroju pozostałe zbrojenie górne i drugi splot $7 \phi 5$ uległy również zerwaniu, a w konsekwencji wystąpiło załamanie belki, która spadła z wysokości 8 m na podłoże.

5. ZAKOŃCZENIE

W świetle przeprowadzonych badań betonu i stali sprężającej, dokładnej kontroli produkcji belek T27, weryfikacji dokumentów dotyczących wszystkich procedur stosowanych w zakładzie produkcyjnym, a przede wszystkim dokładnej analizy statyczno-wytrzymałościowej belki T27, stwierdza się, iż załamanie belki powstało w wyniku wywrócenia jej na płask. Było to wywołane przeciążeniem pomostu komunikacyjno-montażowego systemu „Doka” powyżej $0,56$ kN/m². Nie można jednak także wykluczyć przypadkowego zahaczenia belki skrajnej pracującym na budowie dźwigiem.

Aby nie dopuścić do podobnych katastrof przy wzmożonym tempie budowy autostrad należy:

- zachować cały system kontroli produkcji typowych strunobetonowych belek typu T,
- nie dopuścić do przekroczenia momentu utrzymującego przez moment obracający w belkach skrajnych zawierających z jednej strony pomost komunikacyjno-montażowy typu „Doka”, przez związanie montażowe skrajnej belki z sześcioma belkami sąsiednimi poprzez zespawanie co 4 m prętami $\phi 20$ do górnych wystających strzemion z półek belek.

LITERATURA

1. Kopertowski W., Doboszyński W.: *O konstrukcji mostów drogowych z prefabrykowanymi belkami strunobetonowymi typu T*, Inżynieria i budownictwo, 6 (2002) 299-301.
2. Tomczyk R., *Przebudowa wiaduktu nad torami PKP w Skierniewicach*. Inżynieria i budownictwo, 6 (2002), 311-313.
3. PN-B-03264: grudzień 2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
4. PN-EN 1992-2:2006 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 2: Mosty betonowe: Projektowanie i szczegółowe zasady.
5. PN-S-10042: 1991 Obiekty mostowe - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.