

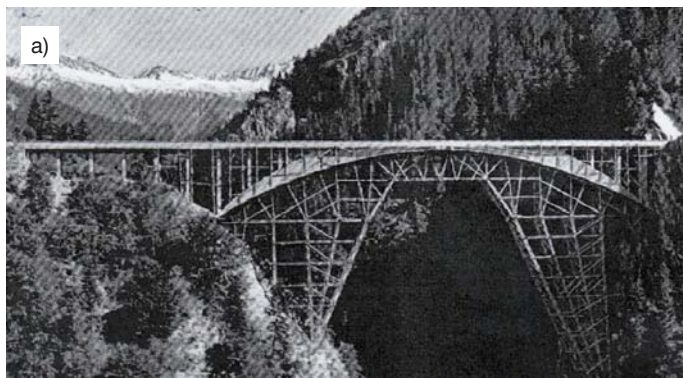


ANDRZEJ STAŃCZYK

Warbud SA  
stanczyk.andrzej@neostrada.pl

## Most przez dolinę rzeki Salgina we wschodniej Szwajcarii

Most Salginatobel zapamiętałem z wykładów na Politechnice Warszawskiej, prowadzonych przed półwiekiem przez profesora Zbigniewa Wasiutyńskiego dla studentów specjalności mostowej. Zapamiętałem nie tylko dlatego, że był to most o niespotykanej sylwetce (fot. 1b) i rekordowej rozpiętości wśród trójprzegubowych mostów łukowych z betonu, ponadto posadowiony w prawie pionowych zboczach doliny, lecz także z powodu jego niepokojącego zachowania – powolnego opadania zwornika – niezrozumiałego dla współczesnych, a zwłaszcza z zastosowanej „terapii szokowej” w działaniach naprawczych. W celu przywrócenia budowli cech założonych przez twórcę, przecięto niektóre elementy mostu w środku rozpiętości najdłuższego przęsła, co poskutkowało „tąpnięciem” – obniżeniem zwornika łuku chyba o pół metra (!?) – jeśli długi czas jaki upłynął od tamtych nauk nie wyolbrzymił wspomnienia.



Fot. 1. Widok mostu: a) na rusztowaniach podczas napraw, b) współcześnie [1]

Przypomnijmy zamysł twórcy, koncepcję mostu i związane z nim perypetie.

Most żelbetonowy Salginatobel, wzniesiono w 1930 roku nad doliną rzeki Salginy w Szwajcarii, między miejscowościami Schiers i Schuders. Był to obiekt o największej wówczas rozpiętości przęsła wśród mostów betonowych o łukach trójprzegubowych, a został zaprojektowany w czasach, gdy doświadczenia z zastosowaniem betonu do budowy mostów nie były jeszcze wystarczająco rozpoznane i rozpowszechnione (pierwszy most betonowy powstał w drugiej połowie XIX wieku), siły w konstrukcji wyznaczano metodami graficznymi (kto dziś o tym pamięta?), informacje o cechach betonowego tworzywa czerpano głównie z krótkotrwałego zgniatania próbek, a metody obliczeń nośności budowli były niedoskonałe. Budowano więc chętniej konstrukcje naśladujące wcześniejsze – sprawdzone w użytkowaniu, a wyniki rzadkich badań odkształceń betonu pod obciążeniami długotrwałymi łądowały w koszu jako niewiarygodne.

W konkursie na ten most, rozpisany w lipcu 1928 roku, spośród dziewiętnastu prac wybrano projekt mostu betonowego o płaskim łuku rozpiętości 90 m i unikalnym wyglądzie. Prace nad nim trwały krótko, bo już we wrześniu 1930 roku most oddano do użytkowania. Autorem projektu był szwajcarski inżynier Robert Maillart (1872–1940), wtedy prawie sześćdziesięcioletni, który w swym dorobku miał już podobny, lecz mniejszy obiekt – łuk trójprzegubowy o rozpiętości 51 m przez Ren w Tawanas z 1904 roku (zniesiony przez lawinę w 1927 r., tuż przed konkursem), w którym przetestował przeguby sprężyste w postaci pocienienia łuku do takich wymiarów, żeby w jego przekrojach poprzecznych powstało mimośrodowe ściskanie, bez rozciągania betonu.

Maillart studiował w Zurichu, m.in. u Wilhelma Rittera – współtwórcy statyki graficznej. Przejął od niego zasady, które dziś wydają się fundamentalne, a wtedy były niedooceniane: uwzględnienie w konstrukcji sił wynikających nie tylko z jej obciążeń, ale także ze sposobu budowy i sprawdzenie nośności budowli przez badania pod pełnym obciążeniem próbnym. Po ukończeniu studiów pracował początkowo w ojczyźnie, po czym przeniósł się do Rosji, gdzie krótko przed rewolucją zmarła jego żona, a po wybuchu I wojny światowej został aresztowany wraz z rodziną. Do Szwajcarii wrócił z dziećmi, bez pieniędzy i zadłużony.

Poznajmy to dzieło i perypetie, jakie wyniknęły z nie w pełni wtedy poznanych cech jego tworzywa, z kształtu ustroju nośnego i niedostatków jakości wykonania. Dziś o zachowaniu betonu mamy znacznie więcej informacji, ale wtedy most o filigranowych przekrojach elementów – 20 cm grubości w zworniku łuku (!) o 90-metrowej rozpiętości – był ewenementem.

Po wykonaniu drewnianych rusztowań w formie wachlarczy, co samo w sobie było inżynierskim wyczynem (fot. 1a), zabetonowaniu łuku i stwardnieniu betonu, wybito kliny, opuszczając rusztowania. Ciężar własny budowli, który dotychczas był przenoszony przez rusztowanie drewniane, został przekazany na beton łuku, powodując odkształcenia (natychmiastowe) betonu i spowodowane nimi kilkunastocentymetrowe obniżenie zwornika mostu. Było to oczekiwane, więc nie wzbudziło zaniepokojenia. Na łuku oparto pomost o monolitycznie połączonych z nim balustradach z betonu, tworząc dość sztywną, prostokątną rynnę. Jednak wkrótce zauważono, że z upływem czasu narastają przemieszczenia pionowe przęsła – opadanie zwornika łuku.

Żeby pobudzić zainteresowanie słuchaczy, prowadzący wykład opowiedział o rozterkach twórcy, który po namyśle sięgnął do odrzuconych wyników badań betonu i „odkrył” zjawisko jego pełzania pod obciążeniem długotrwałym. Zdecydował wtedy przeciąć betonową rynnę pomostu usztywniającą przegub w zworniku, co spowodowało „skokowe” opadnięcie zwornika, ale też zaprzestanie jego dalszego obniżania.

Sprawdźmy, jakie mogły być wielkości tych przemieszczeń, opierając się na znanych z Internetu wymiarach mostu:

Łączna długość pomostu wynosi 132,30 m, a szerokość tylko 3,50 m. Spadek podłużny pomostu  $i = 3\%$ . Wyniesienie ponad poziom rzeki płynącej dnem doliny – ponad 90 m.

Żelbetowy łuk nośny głównego przęsła o rozpiętości  $L = 90,04$  m z trzema przegubami jest płytą bardzo cienką w przegubach: w węzłach o przekroju  $h \times b = 0,40$  m  $\times$  6,00 m, w zworniku o przekroju  $h \times b = 0,20$  m  $\times$  3,80 m (!), a między nimi przemienia się w skrynkę, nabierając grubości i sztywności stosownie do narastającego momentu gnącego łuku. Wysokość (strzałka) łuku  $f = 12,99$  m  $\cong$  13,00 m. Pomost ma postać żelbetowej rynny z monolitycznie połączonymi balustradami wysokości 1,33 m. Nośność mostu: 8 t lub 350 kN/m<sup>2</sup>.

Z przytoczonych wymiarów wynika, że płaski łuk o wyniośności  $f/L = 12,99/90,0 \cong 1/7$  był silnie ściskany, co powodowało korzystne skierowanie reakcji podpór w głąb skalnych ścian doliny i zapewniało stabilność fundamentów.

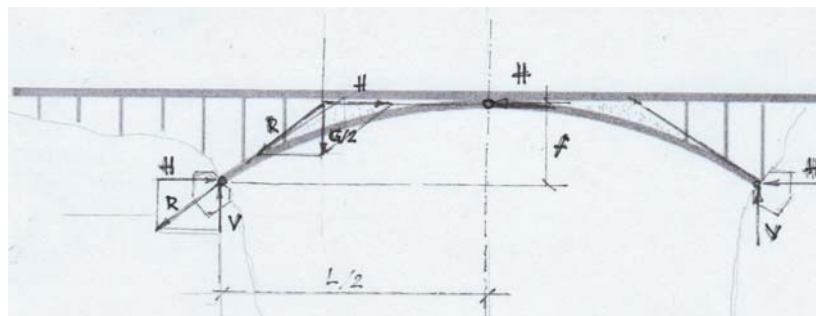
Oszacowując średni ciężar własny łuku i pomostu głównego przęsła ( $q$ ) na nie mniej niż:

$$q > 2 \times 0,40 \times 6,00 \times 25,0 = 120 \text{ kN/m,}$$

dalej przyjęto  $q = 150$  kN/m

i ciężar każdej połówki przęsła ( $G/2$ ) na:

$$G/2 = q \times L/2 = 150 \times 90,0/2 = 6750 \text{ kN} = V$$



Rys. 1. Schemat ustroju nośnego mostu Salginatobel, reakcje w przegubach

łatwo obliczyć siły w łuku (rys. 1):

- minimalny rozpór ( $H$ ) będzie wynosił:

$$H \cong (G/2)L/4f = 6750 \times 90,0 / (4 \times 13,0) \cong 11700 \text{ kN}$$

- reakcja przekazywana w węzłach:

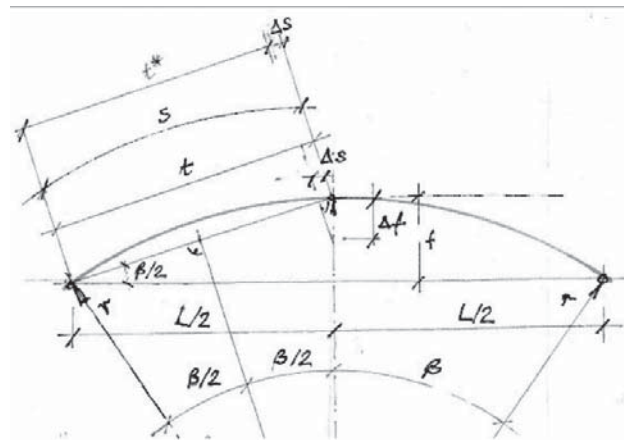
$$R = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{11700^2 + 6750^2} \cong 13500 \text{ kN}$$

które w fazie eksploatacji były jeszcze zwiększane obciążeniem użytkowym. Pozwala to ustalić wyężenia betonu łuku i jego konieczną wytrzymałość:

- w zworniku:  $\sigma_{b1} = H/A_1 = 11,7 / (0,2 \times 3,8) = 15,4$  MPa
- w węzłach:  $\sigma_{b2} = R/A_2 = 13,5 / (0,4 \times 6,0) = 5,6$  MPa

Wytrzymałość betonu łuku musiała więc odpowiadać dziesiętszej klasie co najmniej C25/30, ale czy podobna była też jego odkształcalność – moduł sprężystości podłużnej  $E \cong 31000$  MPa?

Oszacujemy skrócenie łuku bezpośrednio po opuszczeniu rusztowań (symbole użyte w obliczeniu wyjaśniono na rys. 2).



Rys. 2. Symbole użyte w analizie obniżenia zwornika trójprzegubowego łuku przęsła

Przybliżając kształt osi łuku odcinkiem okręgu o promieniu ( $r$ ) opartym na kącie ( $2\beta$ ), to ze znanych zależności geometrycznych można wyznaczyć długość łuku ( $2s$ ), która wyniesie:

$$\text{tg}(\beta/2) = f / (L/2) = (L/4) / (r - f/2)$$

stąd:

$$r = (L^2/8f) + f/2 = [(90,0)^2 / (8 \times 13,0)] + 13/2 = 84,4 \text{ m}$$

$$\sin \beta = (L/2) / r \rightarrow \beta = \text{arc sin} (45,0/84,4) = 32,2^\circ$$

$$2\beta = 2 \times 32,2 = 64,4^\circ$$

$$s = 2\pi r (\beta/360^\circ) = 2 \times 3,14 \times 84,4 \times 32,2/360 = 47,4 \text{ m}$$

$$2s = 94,8 \text{ m}$$

Po wybitciu klinów spod rusztowań obciążenia przejął łuk, którego skrócenie w chwili zakończenia budowy ( $\Delta s_0$ ) wyniosło w każdej jego połówce:

$$\Delta s_0 = \sum (\sigma/E) \Delta s \cong (\sigma_{sr}/E) s =$$

$$= [(15,4 + 5,6) / (2 \times 31000)] \times 47,4 = 0,016 \text{ m}$$

a związane z tym obniżenie zwornika łuku ( $\Delta f_0$ ):

$$t = \sqrt{f^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = \sqrt{13^2 + \left(\frac{90}{2}\right)^2} \cong 46,84 \text{ m}$$

$$t_0^* \cong t - \Delta s_0 = 46,84 - 0,016 = 46,824 \text{ m}$$

$$f_0 = \sqrt{t_0^{*2} + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = \sqrt{46,824^2 + \left(\frac{90}{2}\right)^2} = 12,94 \text{ m}$$

$$\Delta f_0 = f - f_0 = 13,00 - 12,94 = 0,06 \text{ m}$$

Dalsze, nieprzewidziane zachowanie budowli, wyniknęło z pęcznienia betonu. Dziś wiemy, że spowodowany nim przyrost odkształceń opóźnionych – przy współczynniku pęcznienia  $\varphi = 2,0 \div 2,5$  – zwiększyłby deformacje natychmiastowe współczesnych betonów co najmniej trzy... trzyipółkrotnie, więc skrócenie łuku ( $\Delta s_\infty$ ) wyniosłoby odpowiednio:

$$\Delta s_\infty = (1 + \varphi)\Delta s_0 = [1 + (2,0 \div 2,5)] \times 0,016 = 0,048 \div 0,056 \text{ m}$$

$$t_\infty^* \cong t - \Delta s_\infty = 46,84 - (0,048 \div 0,056) = 46,792 \div 46,784 \text{ m}$$

$$f_\infty = \sqrt{[(t_\infty^*)^2 - \left(\frac{L}{2}\right)^2]} - \sqrt{(46,792 \div 46,784)^2 - \left(\frac{90}{2}\right)^2} \cong \\ \cong 12,825 \div 12,796 \text{ m}$$

skutkując dalszym opadaniem zwornika do wielkości:

$$\Delta f_\infty = f - f_\infty = 13,00 - (12,825 \div 12,796) = 0,17 \div 0,20 \text{ m.}$$

Szywna rynna pomostu z monolitycznie połączonymi balustradami utrudniała opadanie zwornika i prawdopodobnie uległa niszczeniu. Maillart, świadomy skutków skrępowanego przemieszczania zwornika, zdecydował powrócić do swej koncepcji trójprzegubowego ustroju nośnego i zdylałował pomost w miejscu zwornika, co spowodowało nagły przyrost jego przemieszczeń pionowych – wspomniane na wstępie „tąpnięcie”.

Wady układu odwodnienia – spływ wody deszczowej w ciepłych miesiącach roku i solanki w zimie na łuk otworami w balustradzie, niedoskonałości izolacji przeciwwilgociowej pomostu i zbyt małe otuliny prętów spowodowały pogorszenie parametrów wytrzymałościowych w obszarze zwornika wskutek stałego zawilgocenia, mogły zwiększyć opadanie zwornika łuku i wymusiły naprawy mostu w latach 1975/76, a następnie w latach 1991–1998.

W 1991 roku most Salignatobel został uhonorowany przez ASCE (American Society of Civil Engineers) tytułem World Monument – pomnika światowej inżynierii, a wcześniej został uznany przez Szwajcarów za dziedzictwo o znaczeniu krajowym.

Odwiedzenie tej ciekawej budowli było w programie ubiegłorocznej wyprawy mostowej Politechniki Krakowskiej do alpejskich krain Włoch, Francji i Szwajcarii – niestety los pokrzyżował plany. Jeśli uda się tam trafić w przyszłości, to warto przyłożyć oko do wierzchu poręczy i spojrzeć wzdłuż mostu. Pozwoli to odkryć, czy prócz zapadnięcia zwornika łuku nie powstało np. wychylenie go z płaszczyzny pionowej. Stosunek szerokości pomostu do rozpiętości jest nieduży, a beton mógł być niejednorodny w przekroju poprzecznym łuku. I tak jak w życiu, tak i w mostownictwie – niepowodzenia, choćby drobne, bywają bardziej kształtujące od sukcesów.

#### Bibliografia

- [1]

ANDRZEJ STAŃCZYK

Warbud SA  
stanczyk.andrzej@neostrada.pl

## Prawdopodobna przyczyna zniszczenia wiaduktu „Polcevero” w ciągu autostrady A10 w Genui

Być może jest niestosowne mieć odrębne zdanie od autorytetów mostownictwa pierwszej próby, którzy już wypowiedzieli się na temat przy-

czyn genueńskiej tragedii, lecz jako inżynier powinienem być przekonany... a nie jestem. I mam na ten temat odrębne zdanie. Spróbuję przedstawić je i uzasadnić, opierając się na wyglądzie mostu ze starej pocztówki i na informacji z telewizyjnych dzienników o tym, że w chwili katastrofy na moście znajdowały się trzy duże TIR-y. Z układu ruin można domniemywać, że pękło pierwsze cięgno, nie licząc cięgna przy sąsiedniej konstrukcji dojazdowej – nieobciążonego wjeżdżającymi TIR-ami (na fotografii drugie od lewej). Prawdopodobnie więc TIR-y wjeżdżały od tej strony.

Całkowita długość mostu wynosiła 1102 m, szerokość jezdni 18 m, najdłuższe przęsło 207,88 m. Podwieszenie cięgnami nachylonymi pod kątem około 45° podzieliło najdłuższe przęsła na trzy odcinki o mniej więcej równej długości – po około 70 m – wystarczającej by trzy TIR-y jadące bocznym pasem w kilkudziesięciometrowych odległościach obciążały głównie to jedno cięgno.

Z wyglądu mostu widać, że cięgna podwieszenia (nieśluszenie nazywane wantami, bowiem wanty podtrzymują maszt łodzi... w tym przypadku pylon – a jest wręcz przeciwnie) zostały obetonowane. Wymiary przekroju poprzecznego tej betonowej otoczki są podejrzanie duże w porównaniu z przekrojami pylonów przenoszących przecież znacznie większe obciążenia i to ściskające – skutkujące wybocze-