

Prof. H. PSZENICKI.

O ZASTOSOWANIU WYSOKOWYTRZYMAŁOŚCIOWEJ STALI DO MOSTÓW.

(Praca referowana na posiedzeniu naukowym W. T. P. dn. 11.V.1929 r.)

Sprawa stosowania wysokowytrzymałościowej stali do mostów coraz częściej podnosi się w prasie technicznej i w przemyśle metalowym. Podnoszona ona była również na zjeździe mostowym w Wiedniu. Nie jest to sprawa nowa. W Rosji przed dwudziestu laty robiono próby stosowania stali węglistej do mostów, lecz po zbudowaniu jednego mostu o rozpiętości koło 21 m na drodze żel. Moskiewsko-Kazańskiej zaniechano dalszej budowy, gdyż kosztował ten most drożej od mostów zbudowanych z żelaza zwykłego mostowego i nadto zauważono pewne pęknięcia, które powstały przy dużych mrozach.

Inne stale wysokogatunkowe stosowane były już dawno w mostach. Tak kable wiszącego mostu Bruklińskiego (1883 r.) były zrobione ze stali tygłowej.

Stal nikłowa zastosowana była w mostach Manghatańskim, Blekwelskim, Kwebeskim. Stal ta o wysokiej wytrzymałości jest znacznie droższa od żelaza zwykłego (koło 45%) i dlatego też do mostów zwykłych rozpiętości nie nadaje się ze względów ekonomicznych. W mostach dużych rozpiętości stosuje się ona do tych części, do których żelazo zwykle nie nadaje się ze względu na swoją niewielką wytrzymałość.

W mostach bardzo dużych rozpiętości, gdzie waga własna mostu wywiera dominujące znaczenie na naprężenia, zaś obciążenie ruchome gra rolę drugorzędną, stosują do różnych części różne gatunki stali: węglistą, krzemową i nikłową, jak to miało np. miejsce w moście Filadelfijskim. Dotychczas do mostów, jak wiadomo, stosowano przeważnie stal miękką martenowską o krańcowej wytrzymałości od 37 do 45 k/mm² i tylko w niektórych częściach mostów, jak to łożyska, przeguby, stosuje się stal łana lub kuta węglista o wytrzymałości granicznej znacznie wyższej. Rozważymy tutaj rodzaj stali, która zaczyna wchodzić w użycie do budowli kolejowych, tak zwana stal krzemowa. Stal ta oznaczona przez H — 41 (Verkstoff — Handbuch Stahl und Eisen 1927) ma następujący skład chemiczny:

C	Si	Mn	P	S
%	%	%	%	%
0,08 — 0,18	0,80 — 1,2	0,50 — 1,00	0,04	0,04

Stal ta normalnie po wywalcowaniu daje wytrzymałość krańcową na rozerwanie od 48 — 60 k/mm² przy granicy płynności od 30 — 45 k/mm² i wydłużeniu od 32% do 21%.

Niemieckie warunki techniczne wymagają, by stal stosowana w budownictwie kolejowym miała wytrzymałość graniczną na rozerwanie nie niższą od 48 k/mm² przy granicy płynności nie niżej, jak 36 k/mm² i wydłużeniu najmniej 22⁰/₀.

Granica sprężystości tej stali równa się 0,8 — 0,9 granicy płynności. Przyjmując niższą granicę, otrzymamy granicę sprężystości 28,8 k/mm².

Tę wielkość przyjmiemy przy dalszych rozważaniach, mając na względzie, że w ustrojach mostowych granica sprężystości nie powinna być przekraczana.

Przy obliczaniu mostów przyjmujemy zazwyczaj tylko naprężenia od sił osiowych, odrzucamy natomiast naprężenia drugorzędne, powstające wskutek sztywności węzłów. Wpływ dynamiczny obciążeń ruchomych uwzględniamy tem, że siły od obciążenia ruchomego mnożymy przez współczynniki dynamiczne, które w zależności od długości obciążenia danego dźwigara, wywołującego największe siły osiowe w danych prętach, przyjmujemy od 1,625 do 1,125.

Również nie trudno jest przyjąć pod uwagę i wszelkie inne siły dodatkowe, wpływające na naprężenia w elementach mostu, jako to uderzenia boczne parowozu, przeciążenie dźwigarów, siły powstające przy hamowaniu pociągu na moście, parcie wiatru. Nie uwzględniamy natomiast niedokładności w wykonaniu konstrukcji, gdyż takowa trudna jest do oceny, jak również nie uwzględniamy nienależytego naciągu prętów, które przesztynniają dany układ, o ile mamy do czynienia z układami przesztynnionymi (statycznie niewyznaczalnymi). Osiąganie należytych naciągów, chociaż nie jest niemożliwe, jest jednak dość trudne, a także i kosztowne. Te czynniki musimy zatem pokrywać pewnym zapasem, pewnym niedociągnięciem do granicy sprężystości.

Naprężenia drugorzędne, powstające od sztywności węzłów, zależne są od układu dźwigarów, długości przedziałów, sztywności prętów i stosunku długości prętów do ich szerokości i sztywności samych węzłów.

Naprężenia drugorzędne, powstające od sztywności węzłów, obliczane przez różnych autorów, oceniane są w dość znacznych granicach. Przyjmiemy je według Bazanta i średnio ocenimy je na 45⁰/₀ od naprężeń zasadniczych osiowych. Oczywiście naprężenia te powstają tak od obciążenia ruchomego, jak również i od obciążenia stałego. Od obciążenia stałego możnaby te obciążenia sprowadzić prawie do zera przez odpowiednie zestawienie dźwigarów tak, by pręty zestawionego dźwigara, spoczywającego na rusztowaniach, otrzymywały naprężenia drugorzędne odwrotnego znaku, przez odpowiednie odchylenie prętów względem ich osi. Jednak takie wykonanie zestawienia dźwigarów byłoby związane ze znacznymi trudnościami i podrożałoby w znacznym stopniu wykonanie mostu.

Uwzględniając tylko siły od obciążenia pionowego i wpływ dynamiczny tych obciążeń, nie możemy przekraczać od tych sił naprężeń

$$K' = \frac{2880}{1,45} = 1986 \text{ k/cm}^2,$$

a, mając na uwadze pewną niedokładność w wykonaniu konstrukcji, przyjmiemy $K' = 1950 \text{ k/cm}^2$.

Siły od parcia wiatru w zależności od rozpiętości dźwigarów i dla dźwigarów o rozpiętości od 75 do 120 m stanowią od 23⁰/₀ do 34⁰/₀ całkowitych sił tak od obciążeń pionowych, jak i od sił poziomych. Dla dźwigarów większych rozpiętości np. 160 m z kratą rzadką o dużych przedziałach siły od wiatru są nieco mniejsze, lecz nie spadają poniżej 27⁰/₀.

Pasy dźwigarów głównych są zazwyczaj na tyle sztywne w porównaniu do sztywności tężników podłużnych, że wpływ sztywności węzłów tężników podłużnych jest znikomy na pasy, przeto wpływ sztywności tych węzłów na pasy może nie być brany w rachubę.

Przyjmijmy średnio, że siły od parcia wiatru stanowią 33% od całkowitych sił osiowych, otrzymywanych od obciążeń pionowych i parcia wiatru. By przeto naprężenia nie przekroczyły granicy sprężystości, to nie powinny one przekraczać przy zwykłych obliczeniach po uwzględnieniu wpływu dynamicznego, parcia wiatru, sił hamowania, przeciążenia etc.

$$K = \frac{2880}{0,67 \times 1,45 + 0,33} = \frac{2880}{1,3} = 2215 \text{ k/cm}^2, \text{ czyli okrągło } 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

Jeżeli weźmiemy zwykłe żelazo, obecnie stosowane w mostach, to przy granicy sprężystości 20 k/mm², otrzymamy odpowiednio dopuszczalne naprężenia:

a) Przy obciążeniach pionowych

$$K_r = \frac{2000}{1,45} = 1379 \text{ k/cm}^2, \text{ lub okrągło } 1350 \text{ k/cm}^2.$$

b) Przy obciążeniach pionowych i parciu wiatru

$$K = \frac{2000}{1,3} = 1538 \text{ k/cm}^2, \text{ lub średnio } 1520 \text{ k/cm}^2.$$

Stosunek zatem dopuszczalnych naprężeń dla stali krzemowej i żelaza obecnie stosowanego wynosi:

$$\mu = \frac{1950}{1350} = 1,44.$$

Aby rozważyć, jaką można osiągnąć ekonomję w wadze budowy wierzchniej mostu, przy zastosowaniu wyżej wskazanych dopuszczalnych naprężeń, musimy przyjąć pewien stosunek wagi żelaza poszczególnych części budowy wierzchniej do całkowitej wagi żelaza i do całkowitej wagi budowy wierzchniej, a to dlatego, że nie wszystkie części w jednakowym stopniu zależą od mniejszej lub większej wytrzymałości danego materiału. Są części, których waga jest odwrotnie proporcjonalna do dopuszczalnej wytrzymałości, są takie, których waga się nie zmienia, i są takie, których waga nawet się zwiększy przy zastosowaniu materiału o wyższym dopuszczalnym naprężeniu.

Do pierwszych należą wszystkie zasadnicze pręty rozciągane danego dźwigara, pręty ściskane o niewielkiej wysmukłości, belki poprzeczne i podłużne, do drugich pręty ściskane o wysmukłości przekraczającej 100 — 110, wszelkie stężenia, wymiary których zależą nietylko od wytrzymałości materiału, z którego są zrobione, ile od względów konstrukcyjnych, wreszcie niektóre stężenia trzeba będzie stosować silniejsze, przy zwiększonych naprężeniach w belkach, aby stateczność danych belek mieć należycie zabezpieczoną.

W niżej przytoczonej tablicy podany jest podział wagi żelaza trzech przęseł o rozpiętościach 47,6 m, 75 m i 120 m, projektowanych dla kolei normalnotorowej według jednakowych warunków technicznych i przez jednego i tego samego projektodawcę. Dlatego wzięte są projekty przez jedną i tę samą osobę projektowane, gdyż we wszystkich trzech tych projektach w jednakowym stopniu uwydatnia się subiektywizm projektodawcy i przeto rezultaty otrzymane, są lepiej porównawcze. Oprócz tych trzech rozpiętości wzięte jest pod rozwagę i przęsło o rozpiętości 102 m mostu drogowego. W tablicy tej podane są rzeczywiste wagi poszczególnych części mostu; te same poszczególne części wagi mostu w odsetkach w stosunku do całej wagi danego przęsła; w nawiasach i również w odsetkach dane są te wagi w stosunku do wagi żelaza mostu, za wyjątkiem nawierzchni (szyny, kontrszyny, mostownice, deski, poręcze i cała nawierzchnia przęsła drogowego).

TABLICA.

Rozpiętość teoretyczna przęsła		47,6 m.	75 m.	120 m.	102 m. drogowy	
Części przejazdowe	Waga belek	kilogr.	20639	39615	74301	72300
		%	13,52 (11,39)	14,23 (12,19)	10,76 (9,71)	11,47 (6,02)
	Waga stężeń i dodatków konstrukcyjnych	kilogr.	12245*)	12352	24562	86124
		%	8,02	4,44	3,56	13,67 (7,17)
Dźwigary główne	Waga Pasów	kilogr.	69350	124302	368902	270350
		%	45,42 (38,27)	44,65 (38,26)	53,42 (48,23)	42,89 (22,50)
	Waga Kraty	kilogr.	29189	51992	123837	102612
		%	19,12 (16,11)	18,67 (16,00)	17,93 (16,19)	16,28 (8,54)
	Waga stężeń	kilogr.	6227	21516	41081	47286
		%	4,08	7,73	5,95	7,5%
Tężniki	Waga	kilogr.	15022	28629	57845	51678
		%	9,84	10,28	8,38	8,20
Całkowita waga żelaza		kilogr.	152672	278406	690528	630350
Całkowita waga przęsła		kilogr.	181232	324906	764928	1201560

*) Włączona jest waga chodników, która nie należy od dop. naprężeń, gdyż zastosowane są profile ze względów konstrukcyjnych, a nie wytrzymałości.

Aby przejść od wagi mostów zaprojektowanych przy dopuszczalnych naprężeniach K do wagi przy dopuszczalnych naprężeniach K' należy mieć na uwadze, że waga mostu przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach zmniejszy się nie tylko dlatego, że dopuszczalne naprężenie zostało zwiększone, a przeto przekroje prętów odpowiednio się zmniejszają, lecz również wskutek zmniejszenia się sił w prętach od wagi własnej, która się zmniejszy na skutek zwiększonych dopuszczalnych naprężeń.

Wprowadzimy następujące oznaczenia:

G i G_x waga mostu zależna od dopuszczalnych naprężeń odpowiednio przy danych i zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach.

S_1 i S'_1 siły w prętach zależne odpowiednio od wagi G i G_x .

S_2 siły w prętach od obciążenia niezależnego od naprężeń dopuszczalnych.

α — stosunek sił w prętach od obciążenia stałego zależnego od dopuszczalnych naprężeń do całkowitego, t. j. stałego i ruchomego z wiatrem, o ile ostatni jest miarodajnym przy wyznaczeniu przekrojów pręta.

μ — stosunek dopuszczalnych naprężeń zwiększonego do danego.

Zakładając, że współczynniki ustrojowe pozostają jednakowe tak przy danym, jak przy zwiększonym dopuszczalnym naprężeniu, możemy przyjąć, że wagi prętów są proporcjonalne do sił, a zatem i wagi części mostu zależne od sił są proporcjonalne do tych sił. (Przyjmujemy, że geometryczne wymiary dźwigarów pozostają bez zmian). Możemy zatem napisać następujące cztery równania, oznaczwszy przez K dopuszczalne naprężenie w danym moście.

$$\frac{S_1 + S_2}{K} = \delta \cdot G; \quad \frac{S'_1 + S_2}{\mu K} = \delta \cdot G_x; \quad \frac{S_1}{S'_1} = \mu; \quad \frac{S_1}{S_1 + S_2} = \alpha.$$

Z tych równań otrzymujemy wagę mostu przy nowych dopuszczalnych naprężeniach w postaci:

$$G_x = G \frac{(1 - \alpha)(\mu - 1) + 1}{\mu^2} \dots \dots \dots (a).$$

Wagę własną G należy rozłożyć na dwie części: jedna, która jest niezależna od dopuszczalnych naprężeń żelaza i druga zależna.

Waga zależna od dopuszczalnych naprężeń dla wyżej przyjętych rozpiętości mostów stanowi odpowiednio:

$$\begin{aligned} 11,39 + 38,27 + 16,11 &= 65,76\% \\ 12,19 + 38,26 + 16,00 &= 66,45\% \\ 9,71 + 48,23 + 16,19 &= 74,13\% \\ 6,02 + 22,50 + 8,54 &= 37,06\% \end{aligned}$$

Współczynniki α otrzymują się następujące dla pasów i kraty.

Rozpiętości		47,6 m.	75 m.	120 m.	102 m. drogowy
Współczynniki α	Dla pasów	16,98	20,42	25,29	27,46
	Dla kraty	10,97	11,66	22,37	23,20
	Dla części przejazd.	1,88	2,57	2,70	4,67

Wagi G_x przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach otrzymują się odpowiednio dla powyższych przęseł ze wzoru (a).

$$\begin{aligned} G_x &= 0,6584 G_p + 0,6712 G_{kr} + 0,6905 G_c = 0,5207 G \text{ — dla } 47,6 \text{ m.} \\ G_x &= 0,6511 G_p + 0,6697 G_{kr} + 0,6890 G_c = 0,5138 G \text{ — dla } 75,0 \text{ m.} \\ G_x &= 0,6408 G_p + 0,6470 G_k + 0,6887 G_c = 0,5324 G \text{ — dla } 120 \text{ m.} \\ G_x &= 0,6362 G_p + 0,6452 G_{kr} + 0,6845 G_c = 0,4564 G \text{ — dla } 102 \text{ m.} \end{aligned}$$

W tych wzorach G_p , G_{kr} i G_c oznaczają odpowiednio wagi pasów, kraty i części przejazdowej zależne od dopuszczalnych naprężeń. Wielkości wag w odsetkach wzięte z tablicy.

Zmniejszenie wagi odpowiednio wynosi:

$$\begin{aligned} 13,52 + 45,42 + 19,12 - 52,04 &= 25,99\% \\ 14,22 + 44,65 + 18,67 - 51,38 &= 26,17\% \end{aligned}$$

$$10,76 + 53,42 + 17,93 - 53,24 = 28,87\%$$

$$11,46 + 42,81 + 16,28 - 45,64 = 24,91\%$$

Aby przyjść do ostatecznych wniosków co do dogodności stosowania stali do mostów, należy rozpatrzyć poszczególne pozycje, z których się składa cena jednej tonny wykonanego mostu.

Cena jednostkowa za tonnę konstrukcji mostowej składa się z następujących pozycji:

- 1) Cena żelaza wynosi 52,10% ogólnej ceny
- 2) Przewozy wynoszą 4,30% „ „
- 3) Pomalowanie wynosi 3,85% „ „
- 4) Robocizna w warsztatach wynosi 23,08% ogólnej ceny
- 5) Montaż bez rusztowań „ 16,67% „ „

Z wyżej wymienionych pozycji pozycja trzecia pozostaje bez zmiany, gdyż ilość kwadratowych metrów powierzchni malowania albo się wcale nie zmieni, albo się zmieni znikomo mało, gdyż, dążąc do zachowania sztywności prętów, będziemy musieli stosować do prętów złożonych profile cieńsze, pozostawiając natomiast inne ich wymiary te same.

Pozycja piąta, można uważać, że również pozostanie bez zmiany, gdyż koszt montażu na miejscu głównie zależy od ilości nitów stawianych na miejscu przy montowaniu, a liczba takich albo się nie zmieni, albo też wzrośnie. Procentowo ilość nitów w stosunku do tonny konstrukcji wzrośnie. Założymy jednak, że pozycja ta zmniejszy się o 10% (przeniesienie części na rusztowaniach), przeto montaż wyniesie $16,67 \times 0,9 = 15,00\%$.

Pozycja druga — przewóz — zmniejszy się lecz nie proporcjonalnie do wagi, gdyż do kosztów przewozu dochodzą zwykle inne pozycje niezależne od wagi. Założymy, że koszt przewozu przy zmniejszeniu wagi od 27% do 30% spadną do 25%, zatem cena przewozu za tonnę wyniesie $4,30 \times 0,75 = 3,23\%$.

Pozycja czwarta — obróbka w warsztatach — wzrośnie, gdy ma się do czynienia z żelazem twardszem. Przypuszczam, że nie przesadzimy, jeżeli zwiększenie kosztów przyjmiemy o 12%, t. j. $23,08 \times 1,12 = 25,85\%$.

Cztery pozycje t. j. przewóz, malowanie, robocizna i montaż wyniosą $3,23 + 3,85 + 25,85 + 15,00 = 47,93\%$.

Na żelazo pozostaje $1,00 - 0,4793 = 0,5207 = 52,07\%$.

Ponieważ waga żelaza zmniejsza się o 26,2% i 28,9%, przeto cena na żelazo wyższej wytrzymałości mogłoby wynosić

$$\frac{52,07}{0,738} = 70,56\% \quad \text{i} \quad \frac{52,07}{0,711} = 73,2\%,$$

czyli o 18,5% i 21,1% więcej od ceny na żelazo zwykle, obecnie stosowane (52,10%). Przy wzroście jednak cen na żelazo wyższej wytrzymałości od 19% do 21%, żadnej ekonomii byśmy nie otrzymali.

O ile jednak cena żelaza pozostałaby ta sama, to moglibyśmy zyskać ekonomję nieprzekraczającą jednak 19% dla mostów o rozpiętości 75 m. i 20% dla mostów o rozpiętości 120 m.

Ze wzoru

$$G_x = G \frac{(1 - \alpha)(\mu - 1) + 1}{\mu^2}$$

widać, że dla dużych rozpiętości, dla których α wzrasta, ekonomja w wadze może być znaczna. Tak przy rozpiętości mostu 160 m. zmniejszenie wagi może być do 33%.

Rozpatrzmy obecnie, jaki wpływ ma zwiększenie dopuszczalnych naprężeń na sztywność mostu.

Za miarę sztywności przyjmujemy zwykle stosunek strzałki ugięcia od obciążenia ruchomego do rozpiętości.

Strzałkę ugięcia w danym węźle n otrzymujemy ze wzoru:

$$f = \frac{1}{E} \sum \frac{S_i \cdot S_n \cdot l_i}{F_i}$$

Oznaczając odpowiednio przez F_x i F przekrój pręta przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach i normalnych, przez β stosunek wagi mostu przy tychże naprężeniach do wagi mostu przy normalnych naprężeniach, przez μ stosunek dopuszczalnych naprężeń zwiększonych do normalnych i przez α stosunek sił S_1 od wagi własnej mostu zależnej od dopuszczalnych naprężeń do $S_1 + S_2$ całkowitych sił, mamy następujące równania:

$$S_1 + S_2 = KF, \quad S_1\beta + S_2 = \mu KF, \quad S_1 = \alpha(S_1 + S_2),$$

z których otrzymujemy

$$F_x = F [1 - \alpha (1 - \beta)] \frac{1}{\mu}$$

Wstawiając znaczenie F_x do wzoru na ugięcie, otrzymujemy strzałkę ugięcia przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach

$$f_x = \frac{\mu}{1 - \alpha (1 - \beta)} \cdot \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n l_i}{F_i}$$

Jeżeli przyjmiemy $\alpha = 0,33$; $\beta = 0,67$; $\mu = 1,44$ (dla przęsła 120 m.), to mamy:

$$f_x = 1,62 \cdot \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n l_i}{F_i} = 1,62 f,$$

t. j. strzałka ugięcia wzrasta o 62%.

Wzrost strzałki ugięcia pociąga za sobą zwiększenie naprężeń drugorzędnych.

Lecz nie tylko ogólne ugięcie dźwigarów wzrasta przy zwiększeniu dopuszczalnego naprężenia.

Najdogodniejsza wysokość belek poprzecznych i podłużnych o przekroju stałym otrzymuje się ze wzoru:

$$h = \sqrt{\frac{600 M_{max}}{\alpha^2 (220 \delta + 3F) k_g}}$$

Jeżeli do tego wzoru wstawić grubość ścianki $\delta = 1$ cm i 0,8 cm. odpowiednio do normalnego dopuszczalnego naprężenia i zwiększonego, $\alpha = 0,9$ i $F = 20$ cm², to przy k_g i 1,44 k_g , otrzymamy wysokość belki

$$h_1 = \sqrt{\frac{600 M_{max}}{0,91 (220 + 60) k_g}} = 1,53 \sqrt{W}$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{600 M_{max}}{0,91 (220 \cdot 0,8 + 60) 1,44 k_g}} = 1,39 \sqrt{W}$$

Strzałka ugięcia belki nie może być wyrażona wzorem:

$$f = \gamma \cdot \frac{l^2 k_g}{E \cdot h}$$

Wstawiając do tego wzoru odpowiednie wartości, otrzymamy następujący stosunek strzałki ugięcia belek przy zwiększonych i danych dopuszczalnych naprężeniach.

$$f_2 = 1,585 f_1$$

Zatem strzałka ugięcia wzrasta o 58,5%.

Zwiększenie strzałki ugięcia pociąga za sobą zwiększenie falistości toru, zwiększenie zaś falistości toru w swej konsekwencji zwiększa dynamiczny wpływ. Zauważyć przytem należy, że falistość toru jest drugim czynnikiem, który najwięcej wpływa na zwiększenie współczynnika dynamicznego, jak to wykazały doświadczenia przeprowadzone przez amerykańskie towarzystwo „American Railway Engineering and Maintenance of Way”.

Z wyżej podanych rozważań wynika, że w naszych warunkach przy wskazanych stosunkach poszczególnych pozycji, składających się na cenę jednostki wagi konstrukcji mostowej, przy cenie jednej tonny stali krzemowej od 20 do 30% większej od żelaza zwykłego, pod względem ekonomicznym nic byśmy nie zyskali, natomiast pod względem sztywności stracilibyśmy znacznie. Pod względem eksploatacyjnym prawdopodobnie wydatki również by wzrosły, gdyż stal krzemowa podlega silniejszemu rdzewieniu niż stal zwykła mostowa.

Stal krzemowa jednakże mogłaby mieć zastosowanie do mostów rozbieralnych, dla których zmniejszenie wagi gra pierwszorzędą rolę.

Chociaż przy zwiększonych dopuszczalnych naprężeniach ugięcie belek jezdni wzrasta, to należy zauważyć, że ugięcie to naogół jest małe, przeto w mostach kolejowych dwutorowych stal krzemowa mogłaby się nadawać na belki poprzeczne, które przy stosowaniu stali zwykłej mostowej otrzymują się ciężkie.

Tutaj jednak już powstaje kwestja stosowania w mostach materiałów mieszanych o różnych wytrzymałościach. Stosowanie materiałów o różnych wytrzymałościach jest możliwe, jednak sposób wykonania takich konstrukcyj mostowych wymagałby specjalnych warunków, których w naszych wytwórniach my, zdaje się, tymczasem nie mamy.

* * *

Inż. Z. BALICKI w uzupełnieniu wywodów prelegenta pragnie podać kilka szczegółów, dotyczących wykonania mostu ze stali krzemowej. Mówca miał możność oglądania w sierpniu 1928 r. montażu pierwszego w Szwajcarii mostu z takiej stali.

Most ten przez rzekę Aarę pod Brügg na linii Bern - Biel jest kratową belką ciągłą pod jeden tor, o rozpiętości 2×55 m, przyczem wysokość kraty, wynosząca 6,7 m, zwiększa się nad środkową oporą do 10 m.

Oszczędność na budowie tego mostu miała wynosić, według ówczesnego oszacowania jej przez inżynierów Generalnej Dyrekcji Kolei Szwajcarskich: na materiale do 30%, na kosztach zaś niespełna 20% w porównaniu z żelazem zlewnem.

Materiał konstrukcyjny, według oświadczeń tych inżynierów, okazał się w obróbce warsztatowej trudniejszym nieco od żelaza zlewnego, ale wykazał zato cechy nadzwyczajnej jednolitości, skutkiem czego świdry i noże przy heblarkach ulegały równomiernemu zużyciu, nie łamiąc się jednak tak często, jak przy obróbce żelaza zlewnego. Cechą charakteryzującą jednolitość materiału miał być fakt, że przy obróbce wióry otrzymywano kilkumetrowej długości. Firma wykonywująca w warsztacie konstrukcję tego mostu miała się podjąć roboty za cenę taką samą, jak dla konstrukcyj z żelaza zlewnego.

Co do nitowania konstrukcji na montażu, to według wyjaśnień, udzielonych mówcy przez majstra, kierującego tą robotą na budowie, nity ze stali krzemowej mają być trudniejsze do zabicia od nitów z żelaza zlewnego. Dla porównania majster ten przytoczył przykład, że drużyna niciarzy, która, pracując przy pomocy młotków pneumatycznych, mogła

w ciągu dnia roboczego zabić około tysiąca nitów żelaznych — przy użyciu nitów ze stali krzemowej wykonywała ich dziennie nie więcej, niż trzysta.

Odnosnie przytoczonych przez inżynierów szwajcarskich oszczędności procentowych w porównaniu z żelazem zlewnem, mówca zauważa, że most pod Brügg, jako jednotorowy i wysoki, posiada konstrukcję bardzo korzystną w myśl wywodów prelegenta, z uwagi na przewagę prętów, w których możliwa jest znaczna oszczędność na materiale przy większej jego wytrzymałości. Dlatego też możliwym jest, że oszczędność na ciężarze, wyprowadzona przez prelegenta średnio na 25%, w danym konkretnym wypadku mogła być cokolwiek wyższa — co tylko, zdaniem mówcy potwierdza w praktyce ścisłość założeń i wywodów teoretycznych prelegenta.

Wreszcie w kwestji oszczędności na koszcie mostu, mówca podkreśla różnicę warunków szwajcarskich i polskich: Szwajcarja otrzymuje materiał żelazny z hut Lotaryngji i Niemiec po cenach prawie tych samych, jakie istnieją w Polsce. Wobec jednak wysokiego kursu franka szwajcarskiego i droższych kosztów utrzymania niż w Polsce, materiał żelazny wypada w Szwajcarji znacznie taniej niż u nas. Odwrotnie przedstawiają się koszty robocizny, które w Szwajcarji są kilkakrotnie wyższe niż w Polsce. W tych więc warunkach możliwa jest w Szwajcarji większa oszczędność przy zastosowaniu stali krzemowej zamiast żelaza zlewnego, niż to mogłoby mieć miejsce w Polsce.

* * *

*

Prof. HUBER: Interesujące studjum porównawcze ciężaru mostów z żelaza zlewnego dotychczas u nas powszechnie używanego i stali krzemowej o wyższych własnościach wytrzymałościowych, stosowanej od lat kilkunastu z powodzeniem w krajach ościennych, zakończył Sz. Prelegent wnioskami nacechowanymi pewnym sceptycyzmem co do korzyści z wprowadzenia nowego materiału do budowy mostów stałych w Polsce.

Nieco korzystniejsze światło rzuca — jak się zdaje — na tę kwestję przykład z praktyki szwajcarskiej przytoczony w dyskusji przez p. inż. Balickiego.

Pozwolę sobie również zacytować inny świeższy jeszcze przykład opisany przez szwajcarskiego inżyniera A. Bühler'a w № 16 pisma „Die Bautechnik” z r. 1929. Jest to most kolejowy belkowy o dwu przęsłach po 52,5 m rozpiętości w świetle. Wykonanie tego mostu ze stali krzemowej zamiast „St. 37” dało zmniejszenie ciężaru własnego o 25%, a kosztów każdego przęsła o 10%. W stosunkach szwajcarskich korzyść gospodarcza konstrukcji ze stali krzemowej pojawia się przy rozpiętościach ponad 50 m.

Obróbka według sprawozdania Bühlera nie nastęrczała żadnych specjalnych trudności. Nitowanie również. Trudności sprawiało tylko usuwanie nitów źle założonych.

Elementy konstrukcyjne ze stali krzemowej winny być zamawiane nieco dłuższe i przycinane, ażeby się pozbyć końcowych krawędzi zbyt twardych.

Jeżeli badanie wytrzymałościowe „na zmęczenie” dało wyniki nieco mniej korzystne w stosunku do wytrzymałości doraźnej, aniżeli dla „St. 37”, to fakt ten nie może mieć w naszym przypadku znaczenia praktycznego. W mostach bowiem jest okres zmienności obciążenia zbyt długi, ażeby można mówić o niebezpieczeństwie zmęczenia, a nadto działanie obciążeń zmiennych jest przerywane stosunkowo znacznymi pauzami, w których materiał ma czas „wypocząć”. Pod tym względem niema więc żadnych obaw.

Nieco inaczej ma się rzecz z podniesionym w wykładzie zarzutem mniejszej sztywności mostów ze stali wysokowartościowej, oraz ze wspomnianą w dyskusji większą skłonnością stali krzemowej do rdzewienia. Jednakże i te zarzuty nie wydają mi się zbyt groźne dla nowego materiału. Zabezpieczenie od rdzewienia wymaga tylko drobnego zwiększenia czujności w konserwacji mostu, gdyż stwierdzona laboratoryjnie różnica szybkości rdzewienia żelaza zlewnego i stali krzemowej jest nieznaczna.

Większe ugięcia dźwigarów ze stali krzemowej — jak wykazał Sz. Prelegent — nie dadzą się w praktyce uniknąć. Stąd większa falistość toru uważana za jedno ze źródeł działań dynamicznych obciążenia ruchomego, obok podniesionego również przez Prelegenta wpływu przeciwwag kół parowozowych.

Atoli uwarunkowana mniejszą sztywnością konstrukcji falistość toru wywołuje wogóle skutek dynamiczny, nieznaczny w porównaniu do tego, jaki zależy od przeciwwag, a zwłaszcza od uderzeń na stykach szyn i nierównościach jezdni mostów drogowych.

Nie widzę też trudności w zastosowaniu konstrukcji mieszanej w razie potrzeby. Niebezpieczeństwo zamiany materiału da się łatwo uniknąć przez próbowanie twardości każdej podejrzanej części przy montażu jednym z licznych prostych, a niedrogich sklerometrów, w rodzaju tych, jakie oddawna mają zastosowanie w warsztatach mechanicznych.

* *
*

Inż. Stanisław PLEBIŃSKI nadesłał następujące uzupełnienie:

Należy wyrazić podziękowanie p. prof. A. Pszenickiemu za poruszenie tak obecnie aktualnej sprawy zastosowania stali krzemowej w budownictwie mostowym i cywilnym, przewodniczącemu zaś p. prof. Czopowskiemu — za umożliwienie kołom fachowym dyskusji w tej sprawie.

Aczkolwiek jestem gorącym zwolennikiem stosowania w budownictwie mostowym i cywilnym materiałów udoskonalonych, a więc i stali wysokowartościowej i nie zupełnie podzielam niektóre wywody prelegenta, to jednakże stwierdzić muszę, że referat prof. A. Pszenickiego opracowany został starannie i rzuca pewne, choć może nieco jednostronne, światło na omawianą sprawę.

O sprawie tej miałem sposobność wspomnieć w drugim odczycie, jaki wygłosiłem w listopadzie r. ub. w Stowarzyszeniu Techników w Warszawie w związku z sprawozdaniem z obrad II-go Międzynarodowego Kongresu budowy mostów w Wiedniu. Zaznaczyłem wtedy, że sprawie stosowania stali krzemowej (St. Si.) poświęcił Kongres sporo uwagi.

Problem stali krzemowej i wogóle wysokowartościowej omawiany był wyczerpująco przez szereg wybitnych inżynierów, a między innymi przez prof. Gehlera z Drezna, inż. Bühlera z Berna Szwajcarskiego, dr. inż. Bohny ze Sterkrade, dyrektora Zakładów Kruppa dr. Erlinghagena, prof. St. Kunickiego z Warszawy i wielu innych. Już wtedy zaznaczyła się jak gdyby pewna różnica w poglądach: podczas kiedy np. prof. Gehler, dr. inż. Bohny i inni okazali się gorącymi zwolennikami stali krzemowej, dr. Erlinghagen uważał, że stal ta nie jest ostatnim wyrazem stali wysokowartościowej i że dalsze udoskonalenie tej stali osiągnąć można przez zastosowanie stali z domieszką krzemu, miedzi (w małej odsetce), manganu, chromu lub niklu przy różnych stosunkach i kombinacjach.

Dr. Erlinghagen zakomunikował również, że Zakłady Kruppa prowadzą od pewnego czasu systematyczne badania nad nowymi gatunkami stali, które być może wyjaśnią w krótkim czasie najwłaściwsze stopy dla stali wysokowartościowej różnych gałęzi techniki.

Nie przesądzam oczywiście, jaki kierunek zwycięży w technice mostowej i jaki gatunek stali uznany tu będzie za najodpowiedniejszy, już dziś jednakże muszę zaznaczyć, że stosowanie stali wysokowartościowej (węglistej krzemowej) zatacza coraz szersze kręgi. Ze stali tej budowane są ostatnio nie tylko wielkie mosty amerykańskie i ich części składowe, lecz również i średnie mosty europejskie w Anglii, Francji, Szwajcarii, Austrii, Niemczech, a nawet w Rosji Sowieckiej.

Na dziedzińcu fabrycznym w Zakładach Witkowskich w Czechosłowacji widziałem części przęseł dla mostów kolejowych linii Uralskich, wykonane ze stali krzemowej w sposób rzeczywiście wzorowy i nie pozostawiający nic do życzenia. Oglądałem również plany dźwigarów pierwszego, wykonanego ze stali krzemowej, mostu austriackiego w Grazu (Schönaubrücke) o rozpiętości 61,4 mtr. i systemie łukowym, dwuprzegubowym.

Budowa tego mostu ze stali krzemowej — według danych jego konstruktora dr. inż. K. Holcmajera — okazała się znacznie tańszą od projektu budowy mostu żelaznego, a nawet żelazo-betonowego.

Oszczędność wydatków, osiągnięta w Niemczech przy budowie mostów kolejowych ze stali węglistej i krzemowej w porównaniu z budową mostów żelaznych okazała się na podstawie danych przytoczonych przez dr. Komerella (p. artykuł inż. R. Schanzer'a z dn. 4. III. 1927 r. Zschrift des Oester. Ing. Arch. Ver.) następująca:

- 1) dla mostu kolejowego jednotorowego o rozpiętości 38 mtr.:
 - a) przy użyciu stali węglistej (St. 48) — 10,4%
 - b) „ „ „ krzemowej (St. Si.) — 15,1%
- 2) dla mostu kolejowego jednotorowego o rozpiętości 60 mtr.:
 - a) przy użyciu stali węglistej (St. 48) — 12,1%
 - b) „ „ „ krzemowej (St. Si.) — 17,8%

Według artykułu dr. Bohny'ego oszczędność wydatków przy użyciu stali krzemowej w porównaniu z żelazem zlewnem wynosi:

dla przęsła 1 = 50 mtr.	od 10% — 15%
„ „ 1 = 100 „	od 12% — 18%
„ „ 1 = 150 „	od 15% — 21%
„ „ 1 = 200 „	od 18% — 25%

Są to odsetki jak widzimy dość znaczne.

Pomyślne również rezultaty dało stosowanie stali wysokowartościowej w ustrojach mostów żelazo-betonowych, jak o tem świadczą badania wiedeńskie prof. Saliger'a w r. 1928, zwłaszcza przy użyciu cementów wysokowartościowych, o których wspomniałem w pierwszym moim odczycie: ogłoszonym w październiku r. ub. w Stowarzyszeniu Techników przy opisie mostu Plougastel pod Brestem we Francji.

Tak więc użycie stali wysokowartościowej, węglistej, krzemowej czy innej, daje konstruktorom do ręki nowy udoskonalony materiał budowlany, dzięki któremu mogą oni nie tylko zwiększać rozpiętość przęseł mostów i projektować ustroje w sposób więcej śmiały, estetyczny i stosunkowo lekki, lecz osiągać nawet pewne, mniejsze lub większe oszczędności materialne. Sądzę tedy, że należałoby i u nas w Polsce zająć się poważnie sprawą stali wysokowartościowej.

Pierwszy głos mieć tu będą zapewne nasze wielkie Zakłady Hutnicze i Stalownie oraz Fabryki mostowe, które wzorem takichże Zakładów Amerykańskich i Zachodnio Europejskich powinnyby zająć się badaniem stali wysokowartościowej i studjami w tej dziedzinie, przystępując do walcowania profili z tejże stali na użytek budownictwa mostowego i cywilnego, choćby w niewielkim na początku stopniu. W przeciwnym razie Polska Technika mostowa może się wkrótce znaleźć na szarym końcu.

Prof. A. Pszenicki nadesłał następujące wyjaśnienie:

Z przytoczonych danych przez p. inż. Z. Balickiego wynika, że wywody moje, po-
niekąd teoretyczne, w zupełności zgodne są z praktycznymi rezultatami osiągniętymi przy
budowie mostu przez rzekę Aarę pod Brügg na linii Bern-Biel.

Jeżeli przyjąć, że praca nitowania kosztowała trzy razy więcej przy stawianiu nitów
ze stali krzemowej w porównaniu z nitami ze stali zwykłej i że obróbka w warsztatach
stali krzemowej jest nieco trudniejsza, to przyjęte przezemnie podrożenie robocizny mostów
w warsztatach ze stali krzemowej o 12% jest w zupełności uzasadnione.

Profesor Huber podał dane inżyniera Bühlera dotyczące mostu o rozpiętości 52,5 m,
z których to danych wynika, że ciężar mostu zmniejszył się o 25%.

Wywody moje dotyczące mostu o rozpiętości 47,6 m. sprowadzają się do zmniej-
szenia ciężaru o 25,99%, czyli 26%, zatem w niczem nie przeczą danym inż. Bühlera.

Że obróbka nie nastęrcza żadnych „specjalnych trudności” o tem nie wątpię, lecz,
że będzie ona nieco droższa, również jestem przekonany. Słabe maszyny, zdatne do obróbki
stali zwykłej mostowej, będą musiały być zastąpione przez silniejsze, a to spowoduje urzą-
dzenie nowych instalacyj, które trzeba będzie amortyzować i przez to zwiększyć koszty
robocizny. Obróbka ręczna dłutami pneumatycznymi będzie bezwzględnie mniej wydajna,
a zatem i droższa dla stali krzemowej, niż dla stali zwykłej.

Kwestji zmęczenia materiału w swym referacie nie podnosiłem i wagi wielkiej
sprawie tej już oddawna nie nadaję.

Sprawę nieuwzględniania zmienności naprężeń w mostach wysunąłem w Radzie
Technicznej przy Ministrze Komunikacji w swym referacie, dotyczącym projektu mostu przez
rzekę Bug pod Terespołem 5-go grudnia 1927 r. Natomiast zwróciłem uwagę na to, że
pręty ściskane o wysmukłości większej od 100 dają prawie jednakową wytrzymałość tak dla
stali krzemowej, jak i dla stali zwykłej.

Najważniejszą dla mnie sprawą, jest sprawa sztywności, która znacznie spada przy
stosowaniu wysokich dopuszczalnych naprężeń i z tego jedynie powodu referat mój jest
nacechowany „pewnym sceptycyzmem”. Aby utrzymać dotychczasową sztywność mostów
przy stosowanych u nas rozpiętościach, trzeba będzie znacznie zwiększać wysokość dźwi-
garów, a to będzie powodować projektowanie ich o nienajdogodniejszej wysokości pod
względem wagi. Jeżelibyśmy stosowali stal szlachetniejszą od stali krzemowej do mostów
zwykłych rozpiętości, to na sztywności stracilibyśmy jeszcze więcej, gdyż, jak wiadomo,
moduł Jounga dla stali np. niklowej jest niższy niż dla stali zwykłej obecnie stosowanej
do mostów.

Stosowanie konstrukcyj mieszanych nie uważam za wykluczone, jak to zresztą sam
zaznaczyłem w swym referacie, lecz do tego obecnie warunków odpowiednich nie mamy.
Zresztą sami wytwórcy wypowiedzieli się przeciw konstrukcji mieszanej, gdy o tem za-
szła mowa.

L'emploi d'un acier supérieur pour la construction des ponts.

R É S U M É.

Lorsqu'il y a question de l'emploi d'un acier supérieur pour la construction des ponts, on a en vue l'acier au silicium, dont la résistance à la rupture est comprise entre 48—60 kg/mm², la limite d'étirage au moins égale à 36 kg/mm², et l'allongement au moins égale à 22⁰/₀, la limite élastique de cet acier étant ca: 28,8 kg/mm².

En tenant compte de tout qui a l'influence sur les efforts produit par l'action des charges verticales à l'exception des efforts secondaires, qui peuvent atteindre d'après M. Bazant une valeur égale à 45⁰/₀ due aux forces axiales, l'effort admissible dû aux forces axiales sous l'action des charges verticales prend la valeur $K = \frac{2880}{1,45} = 1986 \text{ kg/cm}^2$, ou ca: 1950 kg/cm².

D'autre part si on admettrait, que les forces horizontales sont 33⁰/₀ des toutes les forces axiales, et en raison d'une rigidité insuffisante des pièces des membrures en comparaison avec les barres de la poutre principale, nous négligeons l'influence des pièces assemblées et nous prenons comme la tension admissible à cause des forces axiales et horizontales la valeur:

$$K_r = \frac{2880}{0,67 + 1,45 + 0,33} = \frac{2880}{1,30} = 2215 \text{ kg/cm}^2,$$

ou 2200 kg/cm².

Pour l'acier employé jusqu'a présent, dont la limite élastique est 20 kg/mm², les tensions admissibles seront $K = \frac{2000}{1,45} = 1379 \text{ kg/cm}^2$, ou 1350 kg/cm², $K_r = \frac{2000}{1,3} = 1538 \text{ kg/cm}^2$, ou ca: 1520 kg/cm².

Le rapport des tensions admissibles d'acier au silicium à l'acier ordinaire est égale

$$\mu = \frac{1950}{1350} = 1,44.$$

En introduisant les notations suivantes:

G et G_x — les poids de la construction du pont exécuté en acier ordinaire et au silicium, qui dependent des tensions admissibles.

S_1 et S'_1 — les efforts des barres, qui dependent de G et G_x .

S_2 — les efforts des barres, qui ne dependent pas des tensions admissibles.

α — le rapport des efforts dans les barres, dus à la surcharge constante uniformément répartie laquelle depend des tensions admissibles, à la surcharge totale.

μ — le rapport des tensions admissibles pour l'acier au silicium et l'acier ordinaire nous pouvons écrire les équations suivantes:

$$\frac{S_1 + S_2}{K} = \delta \cdot G; \quad \frac{S'_1 + S_2}{\mu K} = \delta \cdot G_x; \quad \frac{S_1}{S'_1} = \mu; \quad \frac{S_1}{S_1 + S_2} = \alpha,$$

d'où

$$G_x = G \frac{(1 - \alpha) (\mu - 1) + 1}{\mu^2}.$$

D'après cette equation on aperçoit, que si α augmente, G_x diminue, c. à. d. le poids propre pour les grandes portées des ouvrages diminue.

Pour les portées de 48 — 120 m. on peut réaliser l'économie en poids propre environ de 25⁰/₀ — 29⁰/₀.

Le champs d'applications dépend naturellement du rapport de prix d'acier au silicium à l'acier ordinaire, ainsi que du rapport du prix de ces matériaux, la main d'oeuvre par unité de poids du ponts.

La rigidité du pont.

En signifiant par $-F_x$ et F la section d'une barre en acier au silicium respectivement en acier ordinaire, $-\beta$ le rapport de poids des ponts en acier au silicium et en acier ordinaire, $-\mu$ le rapport admissible du travail du metal et α le rapport de l'effort S_1 produit par le poids propre de la construction du pont (en fonction des tensions admissibles) à $S_1 + S_2$ c. à d. des efforts totales, nous pouvons écrire les équations:

$$S_1 + S_2 = KF, \quad S_1\beta + S_2 = \mu KF_x,$$

$$S_1 = \alpha (S_1 + S_2) \quad \text{d'où} \quad F_x = F [1 - \alpha (1 - \beta)] \frac{1}{\mu}.$$

La flèche pour les sections F_x est

$$f_x = \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n 1_i}{F_x} = \frac{\mu}{1 - \alpha (1 - \beta)} \cdot \frac{1}{E} \sum \frac{S_i S_n 1_i}{F} = \frac{\mu}{1 - \alpha (1 - \beta)} \cdot \frac{1}{E} \cdot f.$$

Pour la portée de l'ouvrage 120 m, $\alpha = 0,33$, $\beta = 0,67$, $\mu = 1,44$,

$$f_x = 1,62 f$$

c. à d. la flèche augmente 62%.

Dans les poutres à âme pleine le rapport de la hauteur de la poutre en acier au silicium à la poutre en acier ordinaire sera

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1,39}{1,56} = 0,91$$

et on obtient le rapport des flèches

$$\frac{f_1}{f_2} = 1,585$$

c. à d. l'augmentation 58,5%.

D'après cela on peut dire, que pour les petites portées l'emploi d'acier au silicium est indiqué, si son prix sera peu élevé par rapport au prix d'acier ordinaire, en négligeant la rigidité du pont.

Mais si le prix d'acier au silicium sera plus élevé que le prix d'acier ordinaire (dans cet exemple 20% — 30%) malgré qu'on obtient aucune économie dans l'ouvrage, on perd beaucoup sur la rigidité.

On peut obtenir une économie en appliquant dans la construction du pont simultanément l'acier au silicium et l'acier ordinaire.

En cas où la diminution du poids propre joue un rôle important par exemple dans les ponts militaires, l'emploi d'acier au silicium est indiqué.

L'application d'acier au silicium peut avoir lieu dans les pièces des ponts à double voie ferrée, parce que étant normalement en acier ordinaire elles sont assez légères.