

PRZEGLĄD TECHNICZNY

TYGODNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU.

Tom XLII.

Warszawa, dnia 14 lipca 1904 r.

№ 28.

Kilka słów o ugięciu dźwigarów mostów kolejowych.

(Tabl. XLI).

Według przyjętej zasady każdy most, przed oddaniem go ruchowi kolejowemu, winien być zbadany i wypróbowany; następnie w stałych odstępach czasu próby powinny być powtarzane. Porównyując ugięcie nowego mostu, bądź z ugięciem podobnych poprzednio zbudowanych, bądź z obliczeniem teoretycznym ugięcia, możemy otrzymać pewne wskazówki—przy pierwszej próbie—o dobroci roboty, a przy następnych—o stanie mostu. Ponieważ jednak każdy dźwigar składa się z wielu części, sztywnie z sobą złączonych (znitowanych), przeto, gdy nawet jakaś jedna część pracować będzie nadmiernie, to od tego ugięcie się dźwigara może się jeszcze nie powiększyć. Stąd wypływa, że ugięcie tylko w pewnych razach może wykazać wady dźwigara, to jest, że dobre ugięcie nie przedstawia jeszcze rękojmi, że w dźwigarze niema części słabych, a nawet niebezpiecznych, lecz gdy ugięcie okaże się nieodpowiednim, wówczas na pewno wiemy, że dźwigar jest zagrożony. Widzimy więc, że próby dźwigarów, mimo zastrzeżeń warunkowych, są nader ważne.

Ugięcia, jak wiemy, bywają trwałe i sprężyste: pierwsze powinny ujawniać się tylko przy pierwszym obciążeniu mostu, ugięcia zaś sprężyste powtarzają się przy każdorazowym przejściu pociągu przez most.

Ugięcie trwałe, pierwotne, składa się właściwie z dwu części: 1) ugięcia wywołanego ciężarem własnym dźwigara, zaczynającym działać z chwilą usunięcia rusztowań i 2) ugięcia, wynikającego z niedoskonałości połączeń nitowych, które zawsze występują, lecz bywają o tyle mniejsze, o ile wykonanie w fabryce było dokładniejsze. Gdyby ugięcie trwałe zauważono przy próbie peryodycznej, to ono wskazywałoby, że naprężenia w pewnych częściach dźwigara niewątpliwie już przekroczyły granicę sprężystości.

Chociaż już od dawna znane są sposoby obliczania ugięcia sprężystego dźwigarów kratowych, to jednak w Państwie Rosyjskiem do ostatnich czasów prawie nigdy ugięcia nie obliczano, zadawalając się normami praktycznymi, co po części można tłumaczyć tem, że chociaż budowano wiele mostów, to jednak system ich i konstrukcja tylko nieznanym ulegały zmianom. Dopiero w ostatnich czasach, gdy zaczęto stosować dźwigary wspornikowe, jednocześnie z obliczeniem dźwigara zaczęto obliczać jego ugięcie. Mimo, że wydano wiele przepisów, nawet w kwestyach drugorzędnych, dotyczących projektowania dźwigarów, co do obliczania ich ugięcia nie mamy dotąd żadnych wskazówek obowiązujących.

Według norm praktycznych wymagano: 1) aby ugięcie trwałe, dla rozpiętości do 12 m nie przekraczało $\frac{1}{4000}$, a dla większych rozpiętości $\frac{1}{5000}$ długości teoretycznej dźwigara i 2) aby ugięcie sprężyste było nie większe od $\frac{1}{800}$ dla dźwigarów do 15 m rozpiętości, jeżeli wysokość dźwigara h wynosi $\frac{1}{10}$ rozpiętości, oraz $\frac{1}{1000}$, gdy $h = \frac{1}{3}$; $\frac{1}{1200}$ dla rozpiętości 15—30 m; $\frac{1}{1500}$ rozpiętości teoretycznej dla dźwigarów 30—50 m i nakoniec $\frac{1}{1800}$ dla dźwigarów, których rozpiętość przekracza 50 m¹⁾.

Ponieważ obliczanie ugięcia dźwigarów dotąd mało jest praktykowane, a porównanie wyników próby mostu z obliczeniem teoretycznym ugięcia, a także podanie schematu samego rachunku nie pozbawione są pewnego znaczenia, pozwalam sobie zatem przytoczyć następujące dane z praktyki własnej budowy mostu wspornikowego na Donie.

Najpierw nieco o samym moście. Most na Donie (por. tabl. XLI, rys. 1) na drodze żelaznej Wschodnio-Donieckiej, zbudowany dla jednego toru (1,524 m), aby nie krępować dość ożywionej żeglugi, wznosi się nad poziom wód

powodziowych na głównym korycie rzeki o 10,65 m, na rozlewie zaś pod czterema dźwigarami ma tę samą wysokość, co pod trzema wspornikowymi, tylko 2,40 m. Całkowitą długość mostu 711,72 m zestawiono z 11 części, a mianowicie: dwóch przęseł nadbrzeżnych (po jednym na końcach mostu) o rozpiętości 19,47 m z dźwigarami z jazdą u góry, o dolnym pasie parabolicznym; dwóch dźwigarów o rozpiętości 76,68 m na głównym korycie rzeki, z jazdą u dołu i górnymi pasami parabolicznymi; trzech dźwigarów wspornikowych z jazdą u góry, o odległości między podporami 73,15 m i długości wsporników 12,9 m i nakoniec czterech dźwigarów, z jazdą u dołu, o rozpiętości 54,98 m, postawionych na wspornikach. Z ogólnego ciężaru mostu 2370 t na trzy dźwigary wspornikowe przypada 1127 t.

Przy obliczaniu dźwigarów jako obciążenie ruchome przyjmowano pociąg normalny, zalecony przez okólnik z d. 15 stycznia 1896 r., № 753 (rys. 2). Jednocześnie z obliczeniem dźwigarów liczono ich ugięcie się pod ciężarem własnym, dla dania fabrykom wskazówek przy wyborze strzałki konstrukcyjnej. Stosując metodę analityczną MÜLLERA-BRESLAU'A otrzymano, że dźwigar wspornikowy pod ciężarem własnym i ciężarem dźwigarów sąsiednich na nim opartych, ugnie się pośrodku o 16 mm, a na końcach wsporników o 7 mm i że dźwigary (54,98) i (76,68) pod ciężarem własnym dadzą strzałki ugięcia, wynoszące odpowiednio 16 i 34 mm. Oprócz tego, według tejże metody analitycznej obliczono ugięcie sprężyste dźwigara wspornikowego pod pociągiem normalnym, ustawionym najniekorzystniej raz względem środka mostu, a potem względem wsporników. Otrzymane ugięcia zamieszczone są poniżej w tablicy ugięć sprężystych.

Ponieważ na drogach żelaznych niema parowozów, któreby dawały w zupełności takie same obciążenie ruchome, jak parowozy pociągu normalnego, przeto, nim przystąpimy do próby ugięcia, należy zestawić odpowiedni pociąg próbny. Dla mostu na Donie do pociągu próbnego użyto najcięższych, jakie były na drodze, parowozów, a mianowicie parowozów towarowych systemu compound, typu rządowego, z obciążeniem 13 t na oś. Ażeby zapomocą tych parowozów wywołać w częściach dźwigarów naprężenia najwięcej zbliżone do otrzymanych z rachunku zapomocą pociągu normalnego, potrzeba było postawić zamiast dwóch normalnych trzy parowozy rzeczywiste. Oznaczywszy graficznie najniekorzystniejszy sposób ustawienia pociągu próbnego na dźwigarach, obliczono największe momenty, które w porównaniu z największymi momentami od pociągu normalnego, okazały się jak następuje:

Wyszczególnienie	Momenty w tonometrach		Różnice	
	pociąg normalny	pociąg próbny	+	-
Dźwigar (54,98 m)	10 590	10 175	—	3,9%
„ (76,68 m)	18 285	18 490	1,1%	—
Środkowa część dźwigara				
wspornikowego (73,15 m)	16 900	17 000	0,5%	—
Wsporniki (12,9 m)	11 520	11 425	—	0,8%

Chociaż pociąg próbny daje największe momenty prawie takie same jak otrzymane zapomocą pociągu normalnego, to jednakże naprężenia w różnych częściach dźwigarów mogą wykazać znaczne różnice i dlatego, przystępując do próby mostu na Donie, jeszcze raz dokonano obliczenia ugięcia dźwigara wspornikowego, przy nowem obciążeniu przez pociąg próbny, przyjęty do obliczenia ugięcia pozostałych dźwi-

¹⁾ Obecnie inne normy, nie wiele jednak od powyższych się różniące, podane są jako obowiązujące w Zbiorze rozporządzeń Ministerjum Komunikacji dla wydziałów drogowych dróg żelaznych (dz. IV, rozdz. II § 4 i rozdz. III § 4). (P. r.)

garów. Naprężenia w częściach dźwigarów, od pociągu próbnego, oznaczono graficznie, stosując sposób CREMONA. Rozumie się, że liczone naprężenia nie największe, jakie mogą być w każdej części dźwigara, lecz te, jakie otrzymujemy, ustawiając pociąg próbny tak, aby około środka dźwigara wypadł moment największy. Mając naprężenia, ugięcia obliczono także graficznie sposobem WILLIOT'A¹⁾, który jednocześnie z ugięciem daje przesunięcie się podpory ruchomej.

Na tablicy XLI jako przykład podajemy obliczenie ugięcia tylko dźwigara wspornikowego i tylko gdy obciążone są same wsporniki, a między podporami pociągu niema. Gdy otrzymane na rysunku naprężenie P od pociągu próbnego pomnożymy przez długość L a podzielimy przez przekrój pręta ω i E —współczynnik sprężystości żelaza zlewne ($2100 t/cm^2$), to otrzymamy zmianę długości prętów $\pm \Delta L$. Przy obliczaniu ΔL wszystkie przekroje ω brane były brutto, ponieważ nie uwzględniano w rachunku usztywniających dźwigary wiązań wiatrowych, pomostu przejazdowego, jako też części drugorzędnych danej konstrukcji. Przyjmując na rys. 4 za skalę dla ΔL , niezależnie od skali rysunku, podwójną wielkość naturalną, od punktu O (stałej podpory) odkładamy na $(O-2)$, przecie ściskany, długość $(O-2)-\Delta L$ i otrzymujemy punkt 2_1 . Przez 2_1 prowadzimy równoległą do $(b-2)$ i na niej odkładamy $(b-2)-\Delta L$ [pręt $(b-2)$ także jest ściskany], a pręt $(O-b)$, jako wyciągany, przedłużamy o odpowiednio $+\Delta L$; w tak otrzymanych punktach prowadzimy prostopadłe, to ich przecięcie b_1 będzie nowym położeniem punktu (węzła) b . Dalej przez punkty 2_1 i b_1 prowadzimy równoległe do $(b-d)$ i $(2-4)$, odkładamy na nich długości $(b-d)$ i $(2-4)$ odpowiednio zmienione o $+\Delta L$ i w końcach ich wystawiamy prostopadłe, których przecięcie d_1 da nam nowe położenie węzła d . W ten sposób postępując, znajdziemy nowe położenia wszystkich węzłów. Następnie z punktu 18_1 prowadzimy poziomą do przecięcia się z pionową $(18-18_3)$, w punkcie 18_3 łączymy 18_3 z O , to pionowe odległości pomiędzy liniami $(O-18)$ i $(O-18_3)$ pokażą nam, o ile punkty $2_1, 4_1, 6_1, \dots, 16_1$ należy podnieść, aby zajęły miejsca $2_2, 4_2, \dots, 16_2$, położenia węzłów pasa dolnego po ugięciu się dźwigara. Punkty nie leżące na linii $(O-18)$ zapomocą obrotu około O przenosimy na linię $(O-18)$ i wtedy odległości, jak wyżej, między $(O-18)$ i $(O-18_3)$ odłożone od punktów $a_1, b_1, d_1, \dots, s_1$ na liniach prostopadłych do promieni $(O-a), (O-b), \dots, (O-s)$ dadzą nam punkty $a_2, b_2, d_2, \dots, s_2$. Wzniesienie się punktów j_2 i 8_2 nad górnym i dolnym pasami daje nam podniesienie się dźwigara, w dwójnasób powiększone. Tak samo w dwójnasób powiększone otrzymujemy ugięcie wsporników i przesunięcie się podpory ruchomej i końców wsporników.

Tak liczone ugięcia dały następujące rezultaty: 1) w dźwigarze (54,98 m) największe ugięcie = 25,75 mm, co czyni $\frac{1}{2105}$ rozpiętości i największe przesunięcie się podpory (wydłużenie) = 8,5 mm; 2) w dźwigarze (76,68) największe ugięcie 33,25 mm = $\frac{1}{2085}$ rozpiętości i przesunięcie się podpory = 11 mm; 3) w dźwigarze wspornikowym: a) przy obciążeniu tylko części środkowej (pomiędzy podporami) ugięcie tej części dźwigara $41,95 = \frac{1}{1724}$, przy jednoczesnym podniesieniu końców wsporników o 18,5 mm; przesunięcie się podpory ruchomej (wydłużenie) = 13,5 mm, przy jednoczesnym przybliżeniu się końców wsporników o 13,5 mm; b) przy obciążeniu tylko wsporników, jak to przedstawiono na rys. 2, podniesienie się dźwigara pośrodku wynosi 20 mm przy jednoczesnym ugięciu się wsporników o 25,5 mm, przesunięcie się zaś podpory (skrócenie) = 10,5 a wydłużenie wsporników 14,5 mm.

Jeżeli porównamy otrzymane ugięcia z normami praktycznymi, to zauważymy, że dla dźwigarów (54,98) i (76,68) obliczenie teoretyczne daje ugięcie około 14% mniejsze od norm praktycznych, gdy tymczasem dla środkowej części dźwigara wspornikowego odwrotnie rachunek daje ugięcie o 4% większe, chociaż ze względu na przeciwwagę wsporników powinno być wprost przeciwnie. Zależy to głównie od te-

go, że normy, o jakich mowa, są zbyt ogólne bez uwzględnienia nie tylko konstrukcji, ale nawet wysokości dźwigarów, a może po części i od tego, że wprowadzając do rachunku przekroje brutto, dla dźwigarów projektowanych dokładniej do przekrojów netto dodajemy mniej niż do projektowanych z mniejszym wyzyskaniem materiału.

Pragnąc obliczenia teoretyczne ugięcia porównać z wynikami rzeczywistymi, starano się próbę mostu na Donie wykonać o ile możliwości drobiazgowo i dokładnie, poświęciwszy na nią dwa dni czasu. Do mierzenia ugięcia we wszystkich przesłach, oprócz przesła na korycie głównym rzeki, pobudowano lekkie rusztowania, podtrzymujące łąty, przymocowane do słupów, wbitych w ziemię; do łąt, na wysokości pasów dolnych dźwigarów były przymocowane tabliczki z naklejonym na nich papierem kratkowanym, do dźwigarów zaś ołówki, w odpowiednich kierownicach, z naciskami gumowymi. W przesłach na korycie głównym używano ad hoc zrobionego przyrządu, składającego się z naczynia blaszanego, kształtu walca o średnicy około 25 cm i rurki gutaperkowej ($d=25$ mm), nieco dłuższej od połowy rozpiętości dźwigara, połączonej z naczyniem blaszanym i zakończonej rurką szklaną, z przymocowaną do niej skalą, podzieloną na milimetry. Przyrząd blaszany, napełniony naftą zabarwioną, stawiano na filarach, a rurkę szklaną ze skalą umieszczano pionowo na dźwigarze. Wskutek znacznej różnicy średnic naczynia blaszanego i rurki, zmiana poziomu nafty w rurce szklanej, w granicach ugięcia dźwigara, nie może mieć widocznego wpływu na zmianę poziomu w naczyniu blaszanym, stąd odczytane na skali zmiany poziomów można przyjąć za wielkość ugięcia. Oprócz sposobów opisanych, we wszystkich punktach, gdzie mierzone ugięcie, dla sprawdzenia przymocowano do dźwigarów łąty niwelacyjne, na których można było czytać ugięcia zapomocą ustawionych na brzegach rzeki instrumentów niwelacyjnych i teodolitów. Dla zmierzenia przesunięcia się dźwigarów wspornikowych i sąsiednich, na nich opartych, przy ich podporach także były przymocowane ołówki, zapisujące automatycznie, a jako sprawdzenie służyły ruchy przyrządów dylatacyjnych.

Ugięcia trwałe przy próbach okazały się tak małe, że trudno było je zmierzyć, co głównie pochodziło stąd, że dźwigary montowano bez rusztowań, po części na ziemi, a następnie podnoszono, po części jeden na drugim, poczem je przesuwno wzdłuż mostu zapomocą specjalnego dźwigarka (avantbec).

W tablicy podanej na str. 385 umieszczamy ugięcia sprężyste, otrzymane przy próbie mostu, a dla porównania przytaczamy także ugięcia teoretyczne, oznaczając w nawiasach, otrzymane analitycznie sposobem MÜLLER-BRESLAU'A dla pociągu normalnego, gdy inne pochodzą od pociągu próbnego i są liczone sposobem graficznym WILLIOT'A. Wszystkie przytoczone ugięcia, oprócz pomieszczonych w trzech kolumnach końcowych, odnoszą się do obciążenia przez pociąg, będący w stanie spoczynku i ustawiony najniekorzystniej na moście, a tylko w trzech kolumnach końcowych — do pociągu biegnącego przez most z prędkością 40 km/g. W skład pociągu, przeznaczonego do tego rodzaju prób, weszły zamiast trzech, tylko dwa parowozy. Liczby grubsze oznaczają nie ugięcie się, lecz podniesienie się do góry dźwigara wspornikowego.

Na mocy przytoczonych w rzeczonyj tablicy wyników prób, mimo nieznacznej ich liczby, można, jak sądzimy, przyjąć, że ugięcia liczone, jak wyżej, metodą WILLIOT'A, dla pociągu próbnego są nieco większe od rzeczywistych, lecz znacznie mniejsze od liczonych metodą analityczną MÜLLER-BRESLAU'A dla obciążenia pociągiem normalnym.

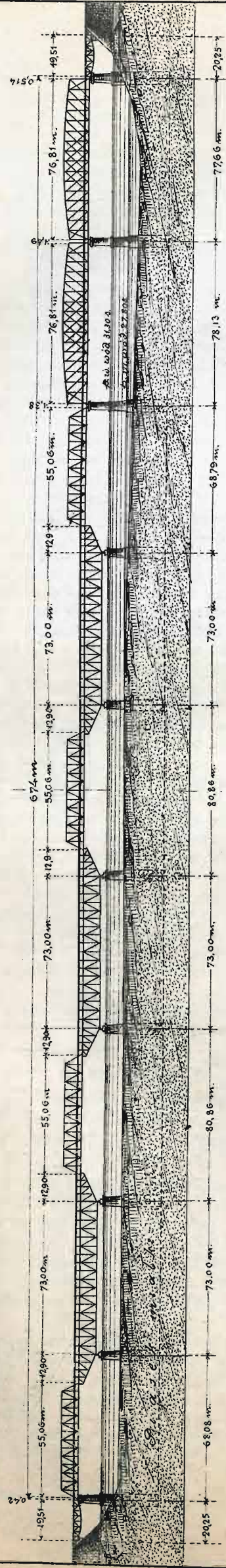
Ponieważ sposób graficzny WILLIOT'A jest nader prosty, nie wymaga wiele pracy i, jak się zdaje, daje dobre rezultaty, przeto mniemamy, że wszelkie przedsięwzięte próby mostów, bądź już wybudowanych dawniej, bądź nowych, powinny być poprzedzane obliczeniem ugięcia sposobem WILLIOT'A, przeprowadzonym dla mającego służyć do prób pociągu i że wszelkie wyniki próby, większe od tak obliczonych ugięć, należy uważać za wskazówkę, że dany dźwigar winien być albo przeliczony na nowo, albo zbadany zapomocą przyrządów, mierzących naprężenia w różnych częściach dźwigara.

Sposób mierzenia ugięcia zapomocą opisanego powyżej przyrządu (naczynia blaszanego z rurką gutaperkową) przy

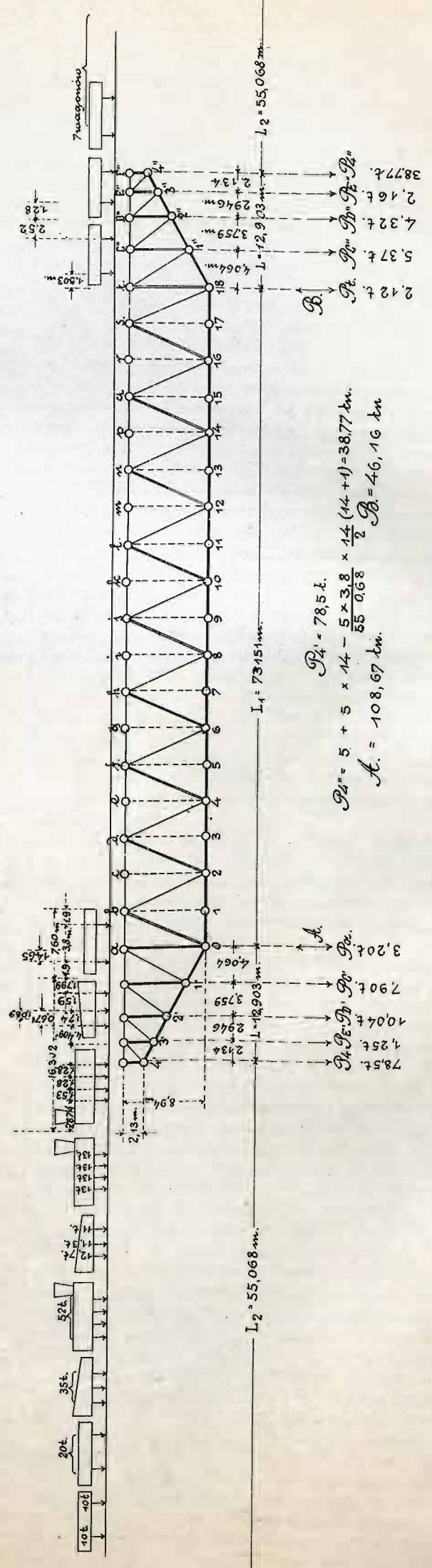
¹⁾ Sposób Williot'a można znaleźć w Podręczniku teorii mostów prof. M. Thulliego (cz. I, t. I, str. 161).

OGÓLNY WIDOK MOSTU NA RZECIE DONIE D. Ż. WSCHODNIO-DONECKIEJ

RYS. 1.



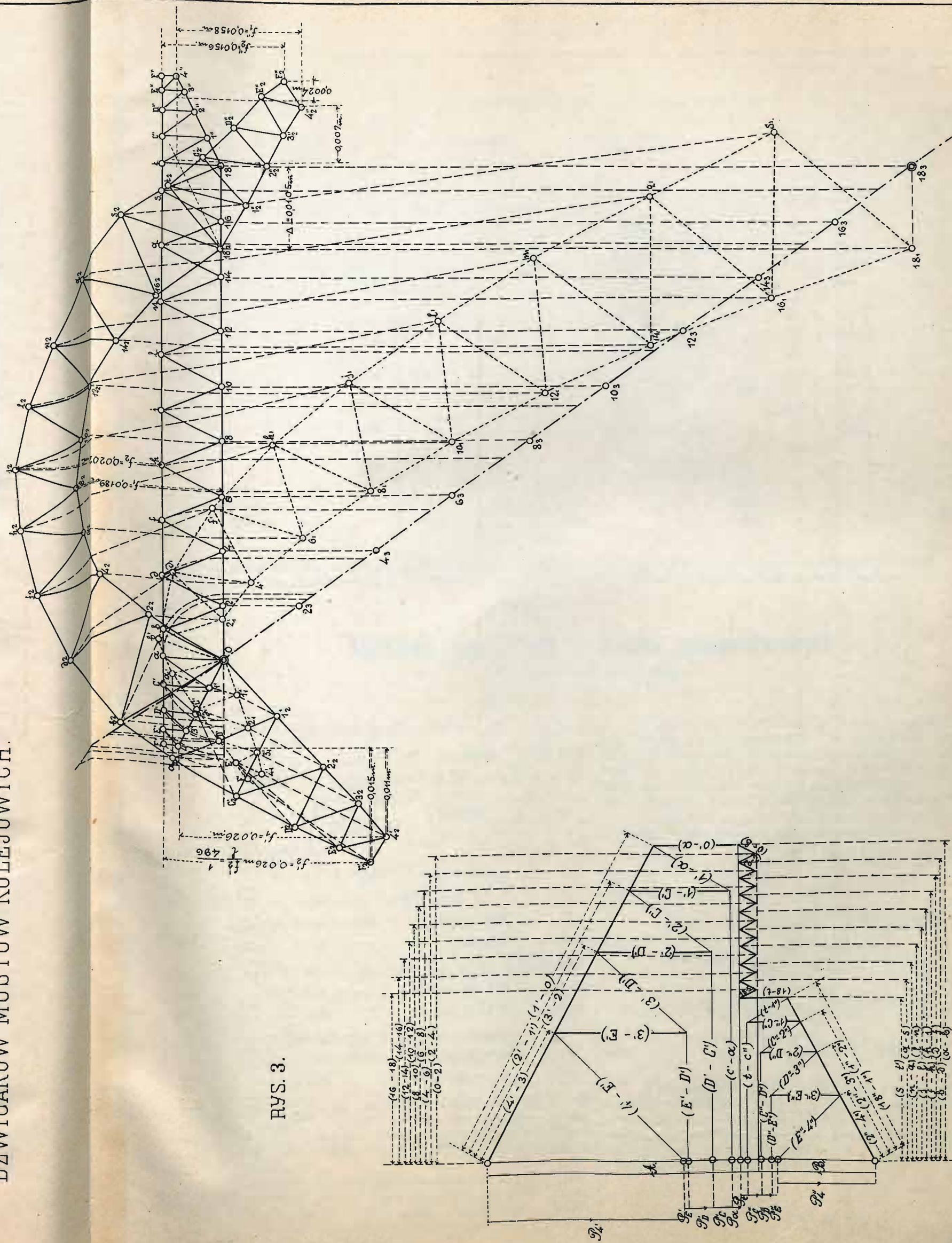
RYS. 2.



Do art. „KILKA SŁÓW O UGIĘCIU

DŹWIGARÓW MOSTÓW KOLEJOWYCH.“

RYS. 4.



RYS. 3.

№№ dźwigarów	Długość teoretyczna w m			Wielkość ugięcia sprężystego w mm											
	dźwigarów zwykłych	między podporami dźwigara wspornikowego	wsporników	Pod pociągim ustawionym na moście									Pod pociągim w ruchu		
				na dźwigarach			według obliczenia teoretycznego			znaleziona przy próbach			w ruchu		
				A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	54,93	—	—	1	—	—	25,75	—	—	25,0	—	—	15,0	—	—
2	—	73,15	—	—	2	—	—	(51,5)	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	12,9	—	2	—	—	41,75	—	35,5	—	—	—	29,5	—
—	—	73,15	—	1 i 3	—	2	—	(22,5)	—	—	—	12,5	—	—	7,5
—	—	—	12,9	1 i 3	—	2	—	(31,5)	—	—	—	—	—	—	—
—	—	73,15	—	—	—	—	—	20,0	(34,5)	—	—	20,0	—	—	21,0
—	—	—	12,9	—	—	—	—	—	25,75	—	—	—	—	—	—
3	54,98	—	—	3	—	—	25,75	—	—	23,0	—	—	16,0	—	—
4	—	73,15	—	—	4	—	—	(51,5)	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	12,9	—	4	—	—	41,75	—	34,0	—	—	—	26,0	—
—	—	73,15	—	3 i 5	—	4	—	(22,5)	—	—	—	12,0	—	—	7,5
—	—	—	12,9	—	—	—	—	(31,5)	—	—	—	—	—	—	—
—	—	73,15	—	3 i 5	—	4	—	20,0	(34,5)	—	—	22,0	—	—	10,0
—	—	—	12,9	—	—	—	—	—	25,75	—	—	—	—	—	—
5	54,98	—	—	5	—	—	25,75	—	—	26,0	—	—	22,5	—	—
6	—	73,15	—	—	6	—	—	(51,5)	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	12,9	—	6	—	—	41,75	—	35,0	—	—	—	25,0	—
—	—	73,15	—	5 i 7	—	6	—	(22,5)	—	—	—	12,0	—	—	8,0
—	—	—	12,9	—	—	—	—	(31,5)	—	—	—	—	—	—	—
—	—	73,15	—	5 i 7	—	6	—	20,0	(34,5)	—	—	20,0	—	—	10
—	—	—	12,9	—	—	—	—	—	25,75	—	—	—	—	—	—
7	54,98	—	—	7	—	—	25,75	—	—	27,0	—	—	12,5	—	—
8	76,68	—	—	8	—	—	36,25	—	—	33,5	—	—	—	27,0	—
9	76,68	—	—	9	—	—	36,25	—	—	33,0	—	—	—	34,0	—

próbach wielu mostów okazał się praktycznym, przeto gorąco to, że ugięć nie otrzymujemy zapisanych automatycznie, lecz go polecamy. Przy wielu zaletach, jedyną może jego wadą jest musimy odczytywać je podczas samej próby. J. Pr.

Naprężenia dopuszczalne w belkach żelaznobetonowych.

Napisał dr. Maksymilian Thullie.

(Ciąg dalszy; p. № 27 r. b., str. 375).

Dla $m=4$ otrzymamy te same wartości dla f , zaś wartości dla d_1 o $\sqrt{\frac{4}{3}} = 1,155$ większe. A zatem otrzymamy dla $\tau_1 = 150 \text{ kg/cm}^2$ i granicy płynności żelaza przy 2250 kg/cm^2

$$d_1 = \sqrt{\frac{6M}{150 \cdot 0,3044}} = 0,331 \sqrt{M} \quad (17)$$

dla $\tau_1 = 125 \text{ kg/cm}^2$ jest

$$d_1 = 1,155 \cdot 0,353 \sqrt{M} = 0,408 \sqrt{M} \quad (18)$$

Wedle dokładniejszych wzorów jest:

$$\text{dla } \tau_1 = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad d_1 = 0,334 \sqrt{M} \quad (19)$$

$$\text{a dla } \tau_1 = 125 \text{ „} \quad d_1 = 0,382 \sqrt{M} \quad (20)$$

Dla wkładek stalowych otrzymamy w ten sam sposób:

$$\text{dla } \tau_1 = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad d_1 = 0,426 \sqrt{M} \quad (21)$$

$$\text{„ } \tau_1 = 125 \text{ „} \quad d_1 = 0,438 \sqrt{M} \quad (22)$$

Wedle dokładniejszych wzorów otrzymamy:

$$\text{dla } \tau_1 = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad d_1 = 0,361 \sqrt{M} \quad (23)$$

$$\text{„ } \tau_1 = 125 \text{ „} \quad d_1 = 0,387 \sqrt{M} \quad (24)$$

Jeżeli porównamy najkorzystniejszą wysokość dla wkładek stalowych i żelaznych, to zauważymy, że dla $\tau_1 = 150 \text{ kg/cm}^2$ wysokości belek wypadają dla stalowych wkładek znacznie większe, dla $\tau_1 = 125 \text{ kg/cm}^2$ różnice są jednak mniejsze.

Jużeśmy jednak wspomnieli, że liczby te oznaczają najmniejszą wysokość, jaką możemy przyjąć, jeżeli chcemy żelazo zupełnie wyzyskać. Jeżeli jednak przyjmujemy większą wysokość, jakie wymiary mamy nadać wkładkom?

Z poprzedniego wynika, że w tym wypadku, rozumie się, betonu się nie wyzyskuje, że naprężenie betonu jest mniejsze niż dopuszczalne, że nośność zależy od wkładki żelaznej. Należy przyjąć wymiary jej takie, aby przy m razy większym momencie osiągnąć granicę płynności żelaza. To będzie objętość żelaza, potrzebna przy danej wysokości d .

Przyjmijmy najprzód współczynnik pewności $m=3$ (budownictwo). Wtedy jest wedle EMPERGER'A¹⁾:

$$z_1 = -15f + \sqrt{15f^2 + 2d}$$

albo jeżeli przyjmijemy $f = x d_1$ (25),

$$z_1 = [-15x + \sqrt{15x(15x + 2)}] d_1 = B d_1 \quad (26)$$

$$\begin{aligned} \text{a } 2250 &= \frac{45 \cdot 3 M (1-B) d_1}{B^3 d_1^3 + 45 x d_1 (1-B)^2 d_1^2} = \\ &= \frac{135(1-B) M}{[B^3 + 45x(1-B)^2] d_1^2} = C \frac{M}{d_1^2} \quad (27) \end{aligned}$$

więc
$$d_1 = \sqrt{\frac{C}{2250}} M = C_1 \sqrt{M} \quad (28)$$

Z równań tych można x obliczyć. Jednak rozwiązanie równań wprost jest trudne. Dr. EMPERGER posługuje się w tym celu bardzo zwięźle tablicami wykresłnemi. Sprobujmy wyznaczyć niewiadomą x pośrednio zapomocą prób. W tym celu obliczamy wartości B i C_1 dla niektórych x i zestawiamy następującą tabliczkę:

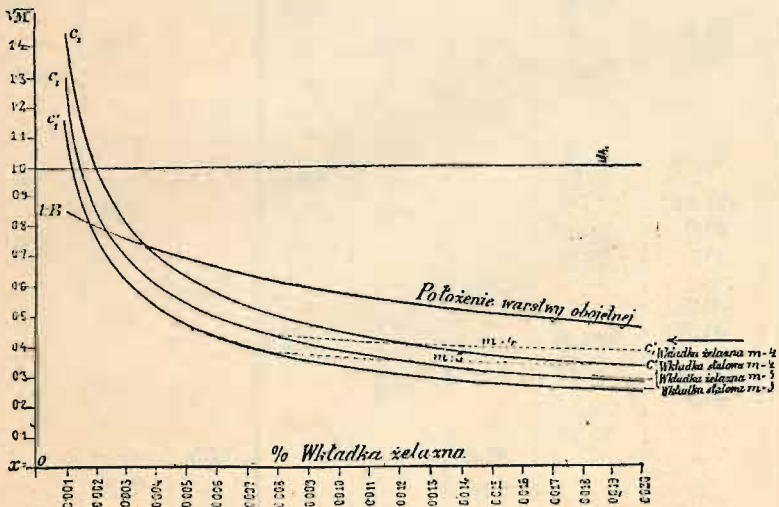
1) Por. Beton und Eisen 1903, str. 321.

Tablica I.

$m = 3$. Wkładka żelazna.

$x = 0,001$	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020
$B = 0,155$	0,217	0,258	0,292	0,319	0,344	0,366	0,384	0,403	0,418	0,445	0,471	0,493	0,513	0,531
$1 - B = 0,845$	0,783	0,742	0,708	0,681	0,656	0,634	0,616	0,597	0,582	0,555	0,529	0,507	0,487	0,469
$C_1 = 1,249$	0,847	0,698	0,607	0,547	0,501	0,465	0,437	0,413	0,394	0,362	0,336	0,316	0,299	0,284

Wartość $1 - B$ i C_1 przedstawiliśmy na rys. 6 wykreślenie jako funkcje x . Tablica I i rys. 6 będą nam pomocne przy obliczaniu x , jak to na przykładzie okazemy.



Rys. 6.

Bierzemy ten sam przykład, co v. EMPERGER, więc $l = 6$ m, $q = 400$ kg/m², $g = 200$ kg/cm², zwykły beton i żelazo zlewne. Wtedy jest obciążenie na 1 m 600 kg = 0,6 t, a $M = \frac{0,6 \cdot 6^2}{10} = 2,16$ tm = 216000 kgcm. Na szerokość = 1 cm jest więc $M = 2160$ kgcm.

Według (28) jest wtedy $d = C_1 \sqrt{2160}$. Przyjmijmy tymczasowo $x = 0,006$, to $d_1 = 0,501 \sqrt{2160} = 0,501 \cdot 46,5 = 23,3$ cm. Wtedy jest $f = 0,006 \cdot 23,3 = 0,140$ cm. Ta wkładka jest więc

potrzebna, aby uzyskać trzykrotną pewność. Jeśli teraz przyjmijemy $a = 2,7$ cm, to $d = 23,3 + 2,7 = 26$ cm.

Obliczmy teraz naprężenia:

$$\text{Mamy } z_1 = -15 \cdot 0,14 + \sqrt{15 \cdot 0,14 + 2 \cdot 23,3} = 8,0 \text{ cm, co zresztą możemy otrzymać wprost z tablicy, bo } z_1 = 0,344 \cdot 23,3 = 8,0 \text{ cm.}$$

Dalej mamy

$$\sigma' = \frac{45 \cdot 2160 (23,3 - 8,0)}{8^3 + 45 \cdot 0,14 (23,3 - 8,0)^2} = 748 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{a } \tau' = \frac{3 \cdot 2160 \cdot 8}{8^3 + 45 \cdot 0,14 (23,3 - 8,0)^2} = 26,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Dla trzy razy większego obciążenia $3(q + g)$ będzie $\sigma' = 3 \cdot 748 = 2244$ kg/cm², $\tau' = 78,3$ kg/cm².

Otrzymujemy więc naprężenie żelaza przy granicy płynności, beton zaś nie został wyzyskany.

Gdybyśmy chcieli wyzyskać beton, to musielibyśmy przyjąć wkładkę żelazną według (5) $f = 0,0226d_1 = 0,2067$ cm, co by kosztowało tej wkładki o 50% podniosło.

Gdybyśmy chcieli jeszcze oszczędzić na żelazie i przyjęli np. $x = 0,003$, to byłoby

$$d_1 = 0,698 \sqrt{2160} = 32,5 \text{ cm} \quad \text{a} \quad f = 0,003 \cdot 32,5 = 0,0975 \text{ cm.}$$

Dla żelaza spawalnego przy $m = 4$ (mosty), więc $\tau_1 = \frac{2250}{4} = 562$ kg/cm², otrzymamy z_1 jak poprzednio z równ.

(25), ale d_1 jest $\sqrt{\frac{4}{3}} = 1,158$ razy większe. Otrzymamy więc tablicę II.

Tablica II.

$m = 4$. Wkładka żelazna.

$x = 0,001$	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020
$C_1 = 1,443$	0,978	0,806	0,701	0,632	0,579	0,540	0,505	0,477	0,456	0,418	0,388	0,365	0,345	0,328

Jeżeli przyjmijemy stal miękką, o granicy płynności 3000 kg/cm², to otrzymamy dla $m = 3$, więc przy $\sigma' = 1000$ kg/cm²

$$3000 = \frac{135(1 - B)}{B^2 + 45 \cdot (1 - B)^2 d_1^2} = C \frac{M}{d_1^2}$$

$$\text{a} \quad d_1 = \sqrt{\frac{C}{3000} M} = C_1' \sqrt{M} \quad \dots \quad (29).$$

Ze względu na (28) jest więc:

$$C_1' = C_1 \sqrt{\frac{2250}{3000}} = 0,866 C_1 \quad \dots \quad (30).$$

Tablica III.

$m = 3$. Wkładka stalowa.

$x = 0,001$	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020
$C_1' = 1,082$	0,734	0,604	0,526	0,474	0,434	0,403	0,378	0,358	0,341	0,313	0,291	0,274	0,259	0,246

Dla stali i pewności 4, więc przy $\sigma' = \frac{3000}{4} = 750$ kg/cm² jest d_1 1,155 razy większe, niż dla $m = 3$, otrzymamy więc następującą tablicę:

Tablica IV.

$m = 4$. Wkładka stalowa.

$x = 0,001$	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,012	0,014	0,016	0,018	0,020
$C_1' = 1,250$	0,848	0,698	0,606	0,548	0,501	0,465	0,437	0,413	0,392	0,362	0,336	0,316	0,299	0,284

Tablica ta jest prawie identyczna z tablicą I.

(D. n.).

Kilka słów ogólnych o Ameryce.

(Odczyt wygłoszony w Stow. Techn. w Warszawie w r. 1904).

(Ciąg dalszy; p. № 26 r. b., str. 370).

Wieżownice. Przypuśćmy np., że taki dom w rodzaju warszawskiego (koło Park Row), ma być zburzony, i że na jego miejscu ma stanąć kilkunastopiętrowa wieżownica. Burzenie odbywa się bardzo szybko. Rozszerzają wejście w murze, wycinają kwadraty w sufitach i umieszczają rynnę, zaopatrzoną w zasuwę. Robotnicy rozbierając wrzucają odrazu gruz i cegły do rynny. Wóz tyłem wpychają, roztwierają zasuwę, zawartość rynny wysypuje się, wóz odjeżdża, wpychają drugi i t. d. Gdy wybrali ziemię już do takiej głębokości, że dwóm koniom trudno jest wyciągać wóz, pomagają koniom, przez zaczepienie liny za dyszel i puszczają w ruch małą maszynkę parową. Teraz ciągnie lina, konie służą jedynie do kierowania wozem. Gdy wykopali dół, odpowiadający głębokości potrzebnej na piwnice, przystępują do zakładania fundamentów, które są niczem innym, jak podkładami pod filary, na których spoczywać będzie cały gmach, raczej szkielet żelazny wieżownicy. Pod filary owe kopią, zależnie od obciążenia wypadającego na filar, duże kwadratowe doły, lub też wywiercają świrdrem dziurę, wpuszczając jednocześnie rurę żelazną. W ową rurę sypią i ubijają beton, w kwadratowe zaś doły zakładają belki, przesypując betonem. Beton mieszają w odpowiednich mieszarkach.

Widziałem dwa inne wypadki zakładania fundamentów: w pierwszym—budowano wieżownicę, między dwiema już stojącymi, więc zamiast kopania dołów wbijano pale; w drugim zjawiała się woda zaskórna. Tym razem robota była uciążliwa, bo musiano pracować w dużych rurach żelaznych, pod ciśnieniem powietrzem. Robotnicy pracowali 4 godziny, zamiast 8-iu, bo po każdej godzinie pracy musieli godzinę odpoczywać.

Z chwilą gdy filary są umocowane, najcięższa robota jest skończona; następuje zwożenie już dopasowanych części żelaznych szkieletu. Maszyna parowa, która pomagała wozom, teraz, przy pomocy podnośnicy (windy), wciąga belki żelazne w górę. Montowanie postępuje szybko; nitują pneumatycznie. Gdy postawią piętro, układają zaraz masywny strop z dużych cegieł, podnośnicę przenoszą na ten strop i prowadzą robotę dalej w górę. Dopiero, gdy są już przy jednym z wyższych pięter, zaczynają zwozić kamień ciosany,

dopasowany również i ponumerowany, do wykładania strony zewnętrznej. Cegły, piasek i worki z cementem, przywożą na wozach, które są tak urządzone, że przód skrzyni podnosi się do góry i zawartość jej wysypuje się odrazu, po pochyło ułożonych deskach, do piwnic wieżownicy. Najciekawsze, że często zaczynają obmurowywać wieżownicę, nie od samego spodu, lecz od jednego z pięter wyższych (rys. 6).

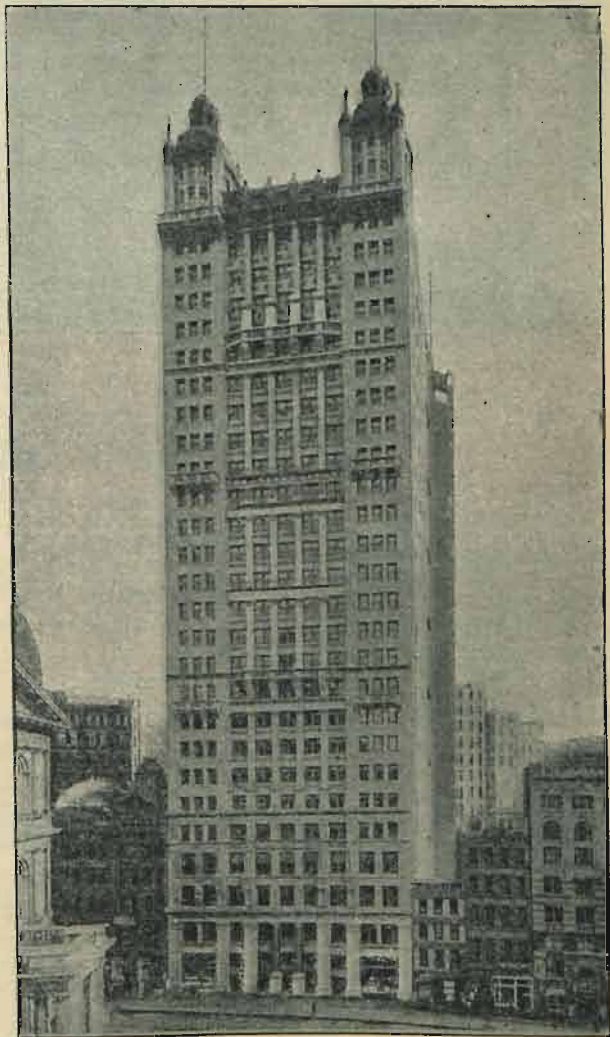
Udajmy się teraz do wnętrza jednej z wieżownic, np. „Park Row“ w New-Yorku (rys. 7), dom wolnych mularzy (Masonic Temple) w Chicago (rys. 8), „Monadnock Bldg.“ w Chicago, w chwili gdy wre w niej życie w całej pełni, t. j. między 10 a 11 w południe. Przecisnąwszy się z trudnością przez drzwi wejściowe, jesteśmy w przedsionku. Imponuje ruch, jaki tu panuje i bogactwo, które nas otacza. Wielkie kolumny granitowe, ściany i sufit wyłożone

Budowa wieżownicy „Flatiron“.



Rys. 6.

„Park Row“ w New-Yorku.



Rys. 7.

marmurem, pełno bronzów, artystycznej roboty pająki i kandelabry. Pod ścianami rzędem lub półkolem stoi kilka lub kilkanaście podnośnic (wind), z których co chwila jedna się podnosi. Stajemy w windzie, po chwili słyszymy uderzenia kastanietów (to główny nadzorca, daje znak chłopcu windy aby odjeżdżał). Podnosimy się z szaloną szybkością do góry, mijamy kilkanaście pięter bez zatrzymania się, jeżeli dana winda pracuje np. między 18 a 26 piętrem, gdy inne są czynne na piętrach niższych.

Korytarz w rodzaju hotelowego, do pewnej wysokości wyłożony marmurem, dalej płytami gipsowymi. Po jednej i drugiej stronie drzwi szklane z napisami, prowadzące do poszczególnych biur.

Dom Wolnych Mularzy („Masonic Temple“) w Chicago.



Rys. 8.

Na każdym piętrze są pewne udogodnienia, jak: otwór do listów (wrzucany w niego list, spada rurą, aż na sam dół, do skrzynki pocztowej), umywalnie, ustępy, hydranty pożarne. Wszędzie wzorowa czystość. Zszedłszy kilka pięter po schodach, bo prócz wind, jest też kilka schodów, widzimy, że wszystkie korytarze są jednako-wo urządzone.

Między godziną 12 a 1-ą w całych Stan. Zjedn. godzina „lunch'u“ (drugiego śniadania); udajemy się więc razem z innymi do pewnego rodzaju typowych restauracji, które spotyka się jedynie w dzielnicy handlowej. Umieszczane są najczęściej w wewnętrznym parterze wieżownicy, lub w piwnicach tejże. Jest to wielka sala, obita pomalowaną sztukaterią blaszaną, w której stoją szeregi stolików, albo jeden duży w czworobok ustawiony bufet. Spieszmy się z jedzeniem, bo za rzędem nas siedzących, stoi szereg osób i czytając gazety czeka na wolne miejsca. Resztę czasu z pozostałej godziny obracają Amerykanie na pogawędkę, stojąc przed domem, w którym pracują. Uderzenie godziny 1-ej zastaje ich znowu przy biurkach lub stołach rysunkowych.

Przeskoczmy teraz te cztery godziny, dzielące nas od 5-ej i udajmy się razem z tłumem zmęczonym 8-godzinną natężoną pracą do części mieszkalnej miasta. We wszystkich miastach te części mieszkalne jednakowo ciche, schludne, pełne dobrego powietrza, zieleni i słońca. Starają się zwykle wybrać przestrzeń ziemi pod część mieszkalną tak, aby wiatry od niej szły na miasto.

Wyobraźmy sobie duży zielony trawnik, krótko strzyżony i na nim wiele różnorodnych drzew, rzędami domki, w postaci małych jednopiętrowych pałacyków, to część mieszkalna Amerykanów. Z przyjemnością chodziłem zawsze do tej dzielnicy, by napatrzeć się dowoli owej prostej i ładnej struktury domów, z których każdy stoi osobno, i wzorowej czystości, z jaką utrzymują mieszkania. Bliskość szkół, bibliotek i parków podnosi jeszcze wygląd tej dzielnicy. Zrozumiałem Amerykanów, że po ich krótkiej, lecz nerwy wyczerpującej pracy, potrzebują spokoju i mają go w zupełności. Jest to spokój naszej wsi, lecz połączony z wygodami wielkiego miasta.

(C. d. n.)

Stanisław Manduk.

Wiadomości techniczne i przemysłowe.

Ciężar własny mostów żelaznych.

W Prusach ciężar własny G mostów żelaznych oblicza się obecnie na zasadzie podanych poniżej wzorów, zaleconych przez inż. SCHUBERT'A, w których l oznacza rozpiętość:

I. Mosty bez pokładu żwirowego, a mianowicie:

a) Mosty kratowe, z jazdą na dźwigarach głównych, przy rozpiętości od 23 do 40 m:

$$G = 360 l + 50 l^2.$$

b) Mosty blaszane, z jazdą na dźwigarach głównych, przy rozpiętości do 23 l:

$$G = 360 l + 55 l^2.$$

c) Mosty kratowe, z jazdą pomiędzy dźwigarami głównymi:

1) przy rozpiętości od 20 do 35 m:

$$G = 600 l + 56 l^2;$$

2) przy rozpiętości od 35 do 50 m:

$$G = 1400 l + 33 l^2;$$

3) przy rozpiętości od 50 do 60 m:

$$G = 3000 l + 20 l^2;$$

4) przy rozpiętości większej aniżeli 60 m:

$$G = 3980 l.$$

d) Mosty blaszane, z jazdą pomiędzy dźwigarami głównymi, przy rozpiętości do 23 m:

$$G = 600 l + 66 l^2.$$

II. Mosty z pokładem żwirowym:

e) blaszane, o rozpiętości do 23 m i kratowe, o rozpiętości od 23 do 35 m:

$$G = 1000 l + 70 l^2;$$

f) kratowe, o rozpiętości od 35 do 50 m:

$$G = 2000 l + 41 l^2.$$

III. Mosty uliczne:

1) Bruk granitowy, 10 cm wysoki na betonie; kostki zalane betonem; beton przy burtach 13 cm grubo; obciążenie na każde koło 2,5 t przy rozstawie kół 4 m; ciężar mostu g w kg/m^2 powierzchni poziomej wynosi:

$$g = 140 + 7,2 l$$

2) Bruk piaskowcowy, 13 cm wysoki, lub granitowy, 10 cm wysoki, na betonie; kostki zalane betonem; chodniki nad sklepieniami płaskimi betonowymi lub nad warstwą betonową na płytach nieekowych lub na blachach walcowych; obciążenie walcami parowymi z kołem przednim 10 t, dwoma kołami tylnymi razem 13 t, przy rozstawie kół 2,75 m, oraz wozami o ciśnieniu na koło 3 t przy rozstawie kół 3,5 m i tłumem 400 kg/m^2 :

a) przy rozpiętości do 30 m:

$$g = 420 kg/m^2;$$

b) przy rozpiętości od 30 do 50 m:

$$g = 420 - 1,2 l kg/m^2.$$

Wzory podane powyżej sub I i II są ważne tylko dla mostów prostych. W łukach dźwigar główny od strony szyny podwyższonej jest bardziej obciążony i musi wskutek tego być cięższy; nadto poprzecznicę muszą mieć przekrój nieco większy i są dłuższe z powodu większej szerokości mostu, co wszystko naturalnie wpływa na zwiększenie ciężaru ogólnego. W mostach małych, do 16 m rozpiętości, to zwiększenie jest bardzo nieznaczne; natomiast dla mostów większych, położonych w łukach, przy stosowaniu wzorów sub I i II podanych, należy do ciężaru obliczonego dodawać pewien procent, który jednak nawet przy bardzo ostrych łukach nie przekracza 20%.

(Z. d. B., № 27 r. z.)

—jh—

Sprężystość ciał stałych.

Pomiędzy wymaganiami inżyniera i fizyka zachodzi zwykle taka różnica, że pierwszy przedewszystkiem pyta się o to, jak wyzyskać dane zjawisko, a drugi co o niem sądzić należy. Dane i prawa, dokładne w granicach jakich 5%, zazwyczaj zadowolają inżyniera, gdy tymczasem fizyk wyteżę swe usiłowania głównie ku wyznaczeniu i o ile się da wyjaśnieniu drobnych różnic, które doświadczenie wykazuje pomiędzy wszystkimi tak zwanymi prawami z jednej strony a zjawiskami rzeczywistymi z drugiej. Bardzo często badanie tych nieznacznych uchyleń od norm, ustanowionych przez teorię, prowadzi do wybitnych odkryć, a zawsze do głębszego poznania przyrody.

Wykonanie jednak takich badań wymaga zazwyczaj tyle czasu, że inżynier, dla którego zawsze pożądanym jest pośpiech, nie może często czekać na ustanowienie danych zupełnie ścisłych. Dążyć on musi nieraz do otrzymania wyników dobrych na podstawie danych niedoskonałych i przyjąwszy pewien zapas na wpływy nieprzewidziane, osiąga zwykle swe cele praktyczne ze skutkiem zadowolającym. Tak np. dla inżyniera, zegarmistrza, lub fortepianisty, stal jest do pewnych granic materiałem doskonale sprężystym. Tymczasem, jak już dawniej wielu uczonych, tak obecnie p. M. U. BOUSSE w pracy świeżo ogłoszonej w *Revue Générale des Sciences* dowodzi, że pojęcie o granicy sprężystości jest pozbawione wartości i nie stwierdzone przez fakty. Obie strony, fizyk i praktycy mają tu słusność. W warunkach, jakie napotyka w swem rzemiośle zegarmistrz, sprężyna wahadłowa jest ciałem doskonale sprężystym, a tymczasem zapomocą doświadczeń laboratoryjnych BOUSSE i inni nie wątpliwie udowodnili zjawisko hysterezy sprężystej, nawet przy najmniejszych naprężeniach. Według badań BOUSSE'A, prowadzonych w ciągu długiego szeregu lat, wszystkie materiały wykazują ową hysterezę sprężystą, jeżeli tylko dla uwydatnienia jej zastosuje się odpowiednie środki. To znaczy, że jeżeli jakiegokolwiek ciało zostało obciążone, a następnie uwolnione od obciążenia, to krzywa naprężeń i odkształceń, otrzymana w ciągu wzrastania obciążenia różni się od takiej samej krzywej, dotyczącej okresu zmniejszania się obciążenia, tak, że pomiędzy temi dwiema krzywymi zawsze zawarte jest pewne pole, którego powierzchnia dla ciał doskonale sprężystych powinna być równa zeru. Nazwa hystereza zapożyczona jest z podobnego zja-

wiska w magnetyzmie¹⁾, chociaż BOUSSE słusznie zastrzega, że podobieństwo między temi dwoma zjawiskami jest tylko powierzchowne.

Dalej, jeżeli jakiegokolwiek ciało jest z początku obciążone a następnie zwolnione od obciążenia, to ciało to nie powraca do wymiarów początkowych, natychmiast po usunięciu obciążenia. Pozostaje zawsze pewne odkształcenie tymczasowe, które znika dopiero po pewnym przeciągu czasu. Zjawisko to jest szczególnie znaczne w gumie, ale BOUSSE dowiódł, że zachodzi ono we wszystkich materiałach, jakie poddawał badaniu²⁾.

Skoro kawałek gumy obciążymy, zwolnimy od obciążenia i natychmiast obciążymy ponownie, to pokazuje się, że pod powtórnym obciążeniem guma się wydłuża, następnie kurczy i wreszcie wydłuża się ponownie, jakkolwiek obciążenie ciągle jest stałe. BOUSSE twierdzi, że, ściśle biorąc, niepodobna określić modułu sprężystości, tak, żeby moduł ten posiadał wartość rzeczywistą. Jeżeli przyjmujemy powszechnie znane określenie modułu sprężystości, które

daje wzór $\epsilon = \frac{l}{A} \frac{ds}{dl}$, gdzie l jest długość ciała, s — naprężenie,

a A — przekrój, to, jak twierdzi BOUSSE, zmieniając sposób obciążenia, można obliczyć dla ϵ najrozmaitsze wartości. W takim wypadku, na przykład jak wahnięcia sprężyny zegarowej, które powtarzają się w prawie dokładnych okresach, w ciągu dłuższego czasu, stale zachodzi zjawisko hysterezy sprężystej i sprężyna nigdy nie trafia w takie warunki, w jakichby pozostawała pod wpływem obciążenia stałego, równoważnego temu, jakie towarzyszy wahnięciom.

W istocie rzeczy jednak, uchylanie się wszystkich materiałów zwyczajnych od prawa HOOKE'A, wykazane przez BOUSSE'A, przy naprężeniach umiarkowanych, ze stanowiska inżyniera musi się wydawać nieznacznym. Dlatego, jak dotąd przynajmniej, badania BOUSSE'A i inne tego rodzaju mogą mieć dla inżyniera znaczenie tylko akademickie.

(Engineering).

¹⁾ Hystereza, jak wiadomo, nazywa się zjawisko, polegające na tem, że jeżeli zmieniamy wahadłowo natężenie pola magnetycznego, to przy jednej i tej samej wartości natężenia pola, indukcja jest większa wtedy, kiedy natężenie pola maleje.

²⁾ Przypominamy, że już Kluger w znakomitem swem dziele „Wykład wytrzymałości materiałów“ (Paryż 1876) twierdzi, że nie ma ciał dokładnie sprężystych i że żadne ciało nie powraca, po ustaniu obciążenia, dokładnie do pierwotnego swego kształtu.

KRONIKA BIEŻĄCA.

Rektorem Szkoły Politechnicznej we Lwowie, na r. 1904/5 wybrany został 28 b. m. zwyczajny profesor encyklopedyi górnictwa, nafty i głębokich wierceń p. LEON SYROCYŃSKI, długoletni inżynier górniczy Wydziału krajowego,

P. SYROCYŃSKI, który, jak wiadomo, cieszy się ogólnem poważaniem kolegów i należy do najzasłużeńszych techników polskich, jest przewodniczącym kuratorji krajowej Szkoły górniczej i wiertniczej w Borysławiu, członkiem komisji do oceny i udzielenia kierownikom i dozorcóm kopalni wosku ziemnego tudzież do rewizji górniczo-policyjnych przepisów tych kopalni, członkiem honorowym międzynarodowego Towarzystwa inżynierów i techników wiertniczych w Wiedniu, prezesem Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie i kuratorem Towarzystwa bratniej pomocy słuchaczy Politechniki Lwowskiej.

Czcigodnemu profesorowi, z powodu jego wyboru, zasyłamy żywo odczute nasze życzenia.

Konkurs na zbadanie przebiegu tężenia zapraw wodnych. Pruski minister robót publicznych, wspólnie z ministrami wojny, rolnictwa, oświaty, handlu i przemysłu oraz zarządem głównym marynarki, przy współdziałaniu Stowarzyszenia niemieckich fabrykantów cementu portlandzkiego, ogłasza konkurs na rozprawę naukową o przebiegu chemicznym tężenia zapraw wodnych. Suma ogólna nagród: 15 000 marek. Termin nadsyłania prac: 31 grudnia 1906 r. Konkurs jest międzynarodowy, lecz rozprawy muszą być napisane w języku niemieckim.

Warunki szczegółowe w języku niemieckim, angielskim lub francuskim, wydaje żądającym Kancelarya tajna ministra robót publicznych w Berlinie (Geheime Kanzlei des Ministers der öffentlichen Arbeiten in Berlin, W. 66, Wilhelmstrasse 80).

Wynik konkursu na anemometr¹⁾. Stowarzyszenie inżynierów niemieckich, przy współdziałaniu pruskich ministerów wojny, handlu i przemysłu, robót publicznych i zarządu głównego marynarki, oraz związku stowarzyszeń pruskich do nadzoru kotłów, rozpięło w r. 1901 konkurs na przyrząd do mierzenia parcia wiatru. Z 104 prac nadesłanych przyznano nagrodę pierwszą w sumie 5000 marek inżynierowi Giessen w Kilonii (Kiel), nagrodę drugą, 3000 mar., inż. R. Fuess

i dr. Reissner w Berlinie. Nagrody trzeciej nie przyznano nikomu, lecz autorom dwóch projektów postanowiono wypłacić za udane pomysły po 1000 marek.

Spór o patent na otrzymywanie glinu metalicznego. W toczącym się w Stanach Zjedn. procesie Electric Smelting Co. przeciwko Pittsburg Reduction Co. o patent na sposób otrzymywania glinu metalicznego na drodze elektrycznej zapadł ostateczny wyrok, wydany przez Circuit Court of Appeals, najwyższą instancję w kwestiach przywilejów. Proces wszczęto z powodu rzekomego nadużycia, jakiego dopuścił się Hall, stosując przebieg opatentowany przez Chas. S. Bradley'a. Zdaniem sędziego obadwa patenty nie różnią się zasadniczo w głównych punktach; byłyby w zupełności identycznymi, gdyby nie ta okoliczność, że Hall do stopionej i rozkładanej przez prąd masy fluorku glinu, sodu i wapnia, czyli kryolitu, dodaje w miarę posuwania się procesu, tlenek glinu; ten znów szczegół w patencie Bradley'a jest tak określony, że modyfikacją tą patent nie może być ograniczony na koszt jednej tylko jakiejś rudy. Na skutek tego sprawę rozstrzygnięto na korzyść Bradley'a i zobowiązano Hall'a do zwrotu wszelkich strat i zapłacenia kosztów procesu. Pomimo to sprawozdawcy zawodowi, podając w prasie zagranicznej tę wiadomość, twierdzą, że jedynie udoskonaleniom Hall'a danego sposobu zawdzięczać należy dzisiejszą niską cenę glinu. Dla handlu proces Hall'a ma bardzo duże znaczenie, co widać stąd, że obecnie Hall produkuje rocznie do 7 milionów funt. glinu metalicznego.

Pracownia chemiczna. W Paryżu projektuje się wzniesienie olbrzymiego gmachu na pracownię i wykłady chemii technicznej. Skutkiem braku odpowiedniego miejsca w Sorbonie, za koniecznością tego oświadczył się wobec ciała profesorskiego rektor paryskiego uniwersytetu prof. Liard, a także dziekan Akademii umiejętności Appell. Obecnie wykłady chemii technicznej w Paryżu odbywają się w całym szeregu niezależnych od siebie zakładów, i tak: w miejskiej szkole fizycznej i chemicznej, prowadzonej przez Ch. Lauth'a, dalej w utworzonym przez Friedel'a instytucie chemicznym fakultetu umiejętności, prowadzonym przez H. Moissan'a, następnie w „École centrale“, „École des arts et métiers“ i „École polytechnique“; oprócz tego naukowe prelekcje wygłaszane są w Sorbonie, w Collège de France i Muzeum. Wszystkie te zakłady wymagają licznej personelu nauczycielskiego i kosztują ogromne sumy; projektuje się więc umieszczenie ich w jednym wspólnym gmachu.

Sposób zrobienia drzewa niepalnym i jednocześnie zabezpieczający je od gnicia podaje K. Gautsch w Berlinie. Drzewo uwalnia

¹⁾ Por. Przegl. Techn. № 7 z r. 1902, str. 80.

się w próżni od gazów i następnie nasycą pod ciśnieniem roztworem siarczanu i boranu amonu. Podczas rozgrzewania się spreparowanego drzewa do temperatury zapalności, wywiązuje się amoniak, kwas borowy i gaz siarkawy, które tłumią płomień; drzewo nasyczone, nie zapalając się płomieniem, zwęglą się powoli do 1 cm wgląd i zachowuje się w zupełności jak przedmioty niepalne. W próbach w Berlinie budka wykonana z takiego drzewa nasyczonego, wypełniona drzewem, które oblane naftą i podpalono—po 20 minutach nie zdołała się zapalić, lecz tylko zwęglila się i popękała na powierzchni. Zakres zastosowań tego pomysłu będzie naturalnie zależny od kosztu drzewa nasyczonego rzeczonym sposobem. O ile cena drzewa nasyczonego nie będzie zbyt wysoka, znajdzie ono zapewne zastosowanie nie tylko do wyrobów pomniejszych i konstrukcyi w teatrach, lecz także w rozmaitych urządzeniach elektrycznych, mostach kolejowych i t. d.

Przemysł węglowy w Królestwie Polskiem w r. 1903. Przemysł węglowy w Królestwie Polskiem wykazuje w r. 1903 poważną przewyżkę w porównaniu z r. 1902. Produkcya **węgla kamiennego** z 33 kopalni czynnych z 49 szybami wyciągowymi wynosiła w r. 1903 47 478 120 centnarów metrycznych, w r. 1902 przy 36 kopalniach wyprodukowano 42 322 866 ctr. metr. Przewyżka więc wynosi na korzyść 1903 r. 5 155 254 ctr. metr., czyli 12%.

Podług kopalni wytwórczość węgla w porównaniu z r. 1902 przedstawia się jak następuje:

Nazwa kopalni	Właściciel lub dzierżawca	Wyprodukowano		W r. 1903		%
		w r. 1903	w r. 1902	+	-	
Niwka . . .	Tow. Sosnowickie	6 402 440	5 785 281	617 159	-	+ 11
Barbara . . .	"	4 458 897	4 440 913	17 984	-	+ 0
Mortimer . . .	"	3 753 832	3 151 091	602 741	-	+ 19
Milowice . . .	"	6 020 760	5 328 091	692 678	-	+ 13
Hr. Renard . . .	Tow. hr. Renard	191 564	32 405	159 159	-	+ 491
Jan II . . .	"	-	2 959	-	2 959	-100
Kazimierz . . .	Tow. Warsz. kopalni węgla	4 365 005	4 224 635	140 370	-	+ 3
Feliks . . .	"	1 294 025	1 278 220	15 805	-	+ 1
Paryż . . .	Tow. Fran.-Włoskie	4 951 455	4 336 153	615 302	-	+ 14
Koszelew . . .	"	4 951 367	3 251 229	1 700 138	-	+ 52
Saturn . . .	Tow. Saturn	4 367 998	3 773 666	594 332	-	+ 16
Czeladź . . .	Tow. Czeladź	2 237 194	2 106 743	130 451	-	+ 6
Flora . . .	Flora	571 870	713 557	-	141 687	- 20
Franciszek . . .	Sukc. hr. Walewskiej	404 846	567 965	-	163 119	- 29
Jan I . . .	St. Ciechanowski	200 550	122 285	78 265	-	+ 64
Grodziec I . . .	Tow. Grodziec	194 686	20 780	173 906	-	+ 837
Grodziec II . . .	Schön	837 100	848 820	-	11 720	- 1
Antoni . . .	i Lamprecht	1 066 501	1 021 884	44 617	-	+ 4
Reden . . .	Tow. Fran.-Rosyjskie	173 328	137 598	35 730	-	+ 26
Tadeusz II . . .	"	132 141	48 950	83 191	-	+ 170
Staszyc II . . .	"	16 740	13 891	2 849	-	+ 20
Mikołaj . . .	Tow. Flora	163 733	158 262	5 471	-	+ 3
Helena . . .	T. Waligórski	163 732	182 760	-	19 028	- 10
Andrzej I . . .	J. Wrzosek	8 610	67 295	-	58 685	- 87
Stella . . .	M. Sternicki	55 364	82 748	-	27 384	- 33
Alwina . . .	W. Szyszkin	286 520	269 903	16 617	-	+ 7
Flötz Rudolf . . .	Z. Zwoliński	52 003	47 269	4 734	-	+ 10
Matylda . . .	L. Piwowar	11 930	75 772	-	63 842	- 84
Tadeusz I . . .	M. Wieczorkiewicz	115 689	111 802	3 887	-	+ 3
Jakób . . .	M. Sternicki	10 551	18 405	-	7 854	- 43
Wańczyków . . .	A. Zieliński	17 680	93 227	-	75 547	- 81
Leokadya . . .	J. Wrzosek	-	1 007	-	1 007	-100
Wiktor II . . .	J. Karniewski	-	7 300	-	7 300	-100
Nowa Reden . . .	W. Dębski	47 478 120	42 322 866	5 155 254	580 132	+ 12

Kopalnie Jan II, Wiktor II i Nowa Reden zaprzestały produkcji; kilka innych, jak Stella, Leokadya, Tadeusz I, Wańczyków, Alwina, zmniejszyły bardzo znacznie swoją wytwórczość. Natomiast widać bardzo znaczne zwiększenie w kopalniach Tow. Grodzieckiego i Tow. Francusko-Rosyjskiego, oraz w kopalniach Tow. hr. Renarda.

Maszyn pracowało ogółem 327 o mocy 23 927 k. p., czyli na 1000 ctr. metr. wydobytego węgla przypada 0,61 k. p.

Liczba robotników wynosiła średnio 17 697, z których 4497 górników, 7856 pomocników pod ziemią, 4473 pomocników na powierzchni ziemi, kobiet 871. Koni roboczych pracowało 862.

Liczba nieszczęśliwych wypadków 2235, z których 55 zakończonych śmiercią, a 1895 zupełnem wyzdrowieniem.

Dzielać wytwórczość na gatunki, wypadnie, że wydobyto węgla grubego 23 571 495, średniego 8 209 821, drobnych gatunków 15 696 804 ctr. metr.

Przechodząc do zużycia, znajdujemy następujące dane: na potrzeby kopalni zużyto 4 148 058, straciło wartość 327 620 pud.

Sprzedano w kopalniach 2 804 833, wysłano drogami żelazniami 39 829 461, wodą 133 430 ctr. metr.

Z liczby 39 829 461 ctr. metr., wysłanych drogami żelazniami, zużyto w Królestwie Polskiem 37 838 604, wysłano na wschód poza Białystok, Brześć i Kowel 1 258 449, na zachód za granicę 732 408.

Ciekawe dane zużycia przedstawiają następujące cyfry: dla dróg żelaznych 7 248 926, dla zakładów metalurgicznych górniczych i przerobczych 8 554 491, dla gazowni 5861, dla cukrowni 2 746 309, dla innego rodzaju fabryk i rodzajów przemysłu 15 219 620, na opał dla mieszkańców 8 992 517 ctr. metr.

Z tej ostatniej ilości Warszawa zużyła 3 933 890, Łódź 1 899 310, inne miejscowości 3 159 317 ctr. metr.

Wytwórczość **węgla brunatnego** w trzech kopalniach z 37 szybami wyciągowymi w r. 1903 wynosiła 909 726 ctr. metr. W r. 1902 wydobyto 895 780 ctr. metr., przy stałej czynności 4-ch kopalni. Przewyżka więc na korzyść r. 1903 wynosi 13 946 ctr. metr., czyli 2%.

Podług kopalni wytwórczość ta przedstawia się jak następuje:

Nazwa kopalni	Właściciel lub dzierżawca	Wydobyto w r.		W r. 1903		%
		1903	1902	+	-	
Katarzyna . . .	Tow. Poręba	217 500	140 300	77 200	-	+ 55
Ludwika . . .	J. Meyerhold	219 710	239 655	-	19 945	- 8
Nierada . . .	P. Strzeszewski	472 516	416 943	55 573	-	+ 13
Ryszard . . .	Sukc. Eigera i Landau	-	98 882	-	98 882	-100
Razem . . .		909 726	895 780	132 773	118 827	+ 13 946 2%

Przy wydobywaniu tej ilości pracowało maszyn 14, koni 2, robotników średnio 377, z których górników 166, pomocników pod ziemią 41, na powierzchni ziemi mężczyzn 170.

Wypadków z robotnikami było 3, zakończonych wyzdrowieniem. Użyto na własne potrzeby kopalni 111 839, sprzedano 811 214 ctr. metr., z tej liczby w kopalniach sprzedano 209 287, wysłano drogami żelazniami 601 927 ctr. metr.

Odbiorcami były: zakłady metalurgiczne przerobcze 92 298, inne zakłady przemysłowe 617 257, na opał 101 659 ctr. metr. Na użytek domowy nie wysyłano wcale do Warszawy, ani też do Łodzi. Węgla brunatnego nie wywożono poza obręb Królestwa Polskiego ani do Cesarstwa, ani też zagranicę.

Niniejsze zestawienie opracowane jest według danych statystycznych biura Rady Zjazdu przemysłowców górniczych Królestwa Polskiego, ogłoszonych w Przeglądzie górniczo-hutniczym r. b. Odnosne dane za r. 1902 podaliśmy w № 13 Przegl. Techn. z r. 1903 (str. 197).

Zaznaczamy przytem, że 1 ctr. metr. = 0,1 t = 6,1 puda.

Z Akademii Umiejętności. Posiedzenie Komisji do badania historii sztuki w Polsce, odbyło się d. 28 kwietnia r. b. pod przewodnictwem prof. M. Sokołowskiego.

P. Tomkiewicz przedłożył naprzód komunikat o „Resztkach pałacu i pomnika Lubomirskich w Dąbrowie“. Sądząc z resztek i wiadomości, jakie referent o budowie tej zebrał, była ona dawniej bardzo okazała. Dzisiaj, jedynym śladem dawnej, wspaniałej budowli jest barokowa brama wjazdowa, dekorowana panopliami i herbem Szreniaw. Według tradycyi, pałac sam był stawiany w prostokąt w ten sposób, że trzy boki dziedzińca wewnętrznego tworzyły korpus i dwa skrzydła; czwarty bok, frontowy, zamknięty był murem czy balustradą lub kratą. Widoków dawnego pałacu nie znamy, dochował się jednak opis, dokonany w r. 1858 przez ostatniego właściciela Stanisława Stojowskiego, a udzielony referentowi przez d-ra Adama Bogusza. Prostokąt zajęty pałacem mierzył 66 m dług., 27 m szer. Gmach składał się z piwnic i suteryn, dalej z bardzo wysokiego parteru i I piętra. Na parterze mieściła się kaplica, dwie duże sale oraz 13 pokoi. Na I piętrze znajdowała się bardzo bogato dekorowana „sala marmurowa“, następnie biblioteka, zbrojownia, sale: „rycerska“ i „długa“. Ogród był włoski, schodzący tarasami na dół ku rzece.

P. Zygmunt Hendel referował „O zamku w Rzemieniu“. Zamek, ze wszystkich stron oblany wodą, leżał na płaszczynie, otoczony wałami i fosami. Dzielił się na dwie części: gospodarską i obronną, połączone z ladem mostami. Wieża, t. j. część obronna, stanowiąca właściwy zamek, składała się z piwnic, na parterze i na I piętrze z trzech, na II piętrze z dwóch ubikacyi. Stare wejście, którego górna część pochodzi z r. 1625, zachowało się do dziś dnia. W piwnicy, przez cały mur środkowy przechodzi przesklepiony kanał, o zagadkowym znaczeniu. W piwnicy również, znalazł referent pierwotne żelazne drzwi zamku z herbami: Leliwa, Dębno, Pomian i z jakimś nieznanym bliżej herbem. Referent ilustrował swój wykład zdjęciami fotograficznymi oraz rysunkami, wśród których zwracał uwagę plan rekonstrukcyi zamku.

Przewodniczący odczytał następnie komunikat p. Klemensa Bąkowskiego „O autorze hełmu wieży Maryackiej w Krakowie“. P. Bąkowski postawił mianowicie hipotezę, że za autora hełmu wspomnianej wieży uważać należy niemal na pewno Wita Stwosza, niepodobna bowiem przypuścić, aby rajcy miejscy, za których staniem wzniesiono w r. 1478 ołowiem pokryty, dzisiejszy szczyt wieży, jak o tem świadczy współczesny dokument, znaleziony w galce wieży przy sposobności jej restauracyi w r. 1843, nie mieli zasięgnąć pod tym względem rad Stwosza, pracującego od r. 1477 do 1489 nad w. ołtarzem kościoła Maryackiego.

Wspomnienia pozgonne. Ś. p. Janusz Kulakowski, inżynier, obywatel ziemski, zm. d. 2 lipca r. b. w Konstancinie, przeżywszy lat 47.

Ś. p. Józef Kossakowski, budowniczy, zmarł d. 3 lipca r. b. w Warszawie, przeżywszy lat 66.