

TREŚĆ: Inż. S. Tychoniewicz: Gospodarka na drogach wodnych w Poznańskim. (Dokończenie). — Inż. E. Łazoryk: Projektowanie belek żelbetowych, zginanych z uwzględnieniem najmniejszości kosztów i ciężaru własnego. — W. Gruszka: Belka prosta pod działaniem ruchomego układu ciężarów skupionych. (Dokończenie). — Dr. St. Bryła: Parę słów o naszych przepisach budowy mostów. — Inż. K. Stadmüller: Ustalenie polskiego słownictwa rzemieślniczego. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki — Bibliografia. — Różne sprawy. — Sprawy Towarzystwa.

Inż. Stanisław Tychoniewicz.

Gospodarka na drogach wodnych w Poznańskim.

(Dokończenie).

II. Praca personelu dróg wodnych.

Zakres działania dróg wodnych obejmuje sprawy różnorodne, rzadko spotykane w innych działach gospodarki państwowej, mających ustalony — że się tak wyrażę — monotony kierunek pracy.

W rękach Inżyniera dróg wodnych są zespolone następujące czynności:

a) ściśle techniczne, dotyczące prowadzenia robót wodnych, nadzoru i utrzymania w użytecznym stanie drogi wodnej, oraz kosztownych urządzeń (śluz i jazów) nadto przeprowadzenia badań hydrotechnicznych, koniecznych ze stanowiska żeglugi, tudzież interesów rolnictwa (wpływ spiętrzenia wody na grunta nadbrzeżne), w następstwie zaś tych badań i wskutek postępu na polu techniki — projektowanie ulepszeń zastosowanego systemu regulacji, czy kanalizacji rzeki;

b) administracyjno-gospodarcze, wynikłe z tytułu sprawowania policji rzeczno-żeglugowej, oraz eksploatacji dróg wodnych (ewidencja, statystyka i kontrola ruchu żeglownego, pobór opłat żeglugowych) za śluzowanie i specjalne świadczenia (dzierżawy wybrzeża i obszarów wodnych w portach i zimowiskach, opłaty za pobieranie żwiru, piasku, wydobywanie pni rzecznych etc.), zarząd stoczni, warsztatów, taboru, zarząd (wzgl. dzierżawy osobom trzecim) gruntów, budynków, etc.

c) utrzymanie (w Poznańskim) licznych mostów nad drogami wodnymi, leżących w ciągu gościńców państwowych i samorządowych, tudzież kładek przechodowych, łączących grunta położone po obu stronach rzeki (skanalizowana Noteć od czasu budowy drogi wodnej, z powodu zobowiązań Skarbu Państwa);

d) administracyjne z tytułu codziennych spraw bieżących, tudzież szczególnie poleconych, oraz sprawy osobowe i budżetowe,

e) administracyjno wodno-prawne w zakresie działania, powierzonym przez Wojewodę Wojewódzkiemu Oddziałowi Dróg Wodnych, względnie za jego pośrednictwem Inspekcji D. W.

Aczkolwiek personel administracyjno-kancelaryjny i nadzorczy rzeczni, wykonują bardzo znaczną część wspomnianych czynności, to jednak koncentrują się one siłą faktów i tokiem odpowiedzialności w rękach kierownika urzędu, względnie Inżynierów.

Pracę tą można ocenić jej wynikami realnymi — z małym zastrzeżeniem — o ile jest oparta na kredycie budowlanym, udzielonym przez władzę wyższą. — Gdy twarda ręka „Grabskiego“ wstrzymuje kredyt — Inżynier zasadniczo mimo tego wierzy w polepszenie sytuacji skarbowej Państwa i dlatego projektuje to, co ma być w przyszłości zrealizowane; tą charakterystyką różni się od wielu urzędników innej dykasterji załatwiających tylko sprawy bieżące.

Inżynier państwowy musi — a przynajmniej powinien — kończąc służbę jednego dnia — myśleć o pracy jutrzejszej, o stanie spraw w biurze i w polu, musi ciągle żyć w świadomości, że od efektu jego pracy zawisły interesy przemysłu i handlu, oraz rolnictwa, posilkujących się komunikacją wodną, tudzież zawisła egzystencja polskiego żeglarstwa i — co najważniejsze — zdolność obrony Państwa. Musi dążyć do ułatwienia komunikacji i jej rozwoju. — Starania odnośnie jednak

doznają znacznych utrudnień wskutek warunków pracy personelu dróg wodnych przy niedostatecznej ilości fachowców.

Uwidaczniający się w Poznańskim i w innych dzielnicach Państwa brak urzędników technicznych o wyższym, tudzież średnim wykształceniu, powoduje nadzwyczajne obciążenie technicznego personelu, pracującego stale znacznie ponad przeciętną miarę wykonywania służby.

Ilość urzędników zajętych obecnie przy drogach wodnych jest znacznie mniejsza (sądzę nietylko w Poznańskim, ale i w innych dzielnicach), niż przed wojną. — I tak ogólna ilość urzędników, zajętych obecnie przy drogach wodnych wynosi — według poniżej pomieszczonego zestawienia — 40% ilości w okresie przedwojennym. Zauważam, że do zestawienia za r. 1914 nie wliczono wcale personelu, zajętego specjalnie przy przebudowie drogi wodnej „Wisła-Odra“, wzgl. przy budowie nowych śluz komorowych, lecz zaliczono tylko stale zatrudnionych urzędników.

Stan personelu Dróg Wodnych w r. 1914 i 1925

L. bież.	Nazwa urzędu	Urzednicy techniczni z wykształceniem				Urzedn. admin. kancel.		Funkcjon. niżsi		Ogółem	
		wyższ.		średn.		Stan z		Stan z		Stan z	
		Stan z r. 1914	Stan z I. I. 1925	Stan z r. 1914	Stan z I. I. 1925	roku 1914	I. I. 1925	roku 1914	I. I. 1925	roku 1914	I. I. 1925
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Wojewódzki Oddział Dróg Wodnych . .	4	1	7	2	5	3	—	—	16	6
2	Inspekcje Dróg Wodnych	13	3	18	4	12	13	68	25	111	45
	Razem . .	17	4	25	6	17	16	68	25	127	51

Z porównania danych okazuje się, że ilość urzędników o wykształceniu akademickim wynosi za czasów polskich 24% ilości w r. 1914, o wykształceniu średnim 33%, stan urzędników admin. kancelaryjnych prawie nie uległ zmianie, natomiast zmniejszyła się ilość urzędników t. zw. niższych (nadzorczych rzecznych, kierowników statków, pogłębiarek, warsztatów i stoczni), wynosi bowiem 36.8% ilości przedwojennej.

Wspomniane nadmierne obciążenie personelu, bardzo niskie pobory służbowe ogólnie, a na eksponowanych stanowiskach w szczególności, codzienne zmaganie się o byt rodziny, trudności rozwinięcia sił intelektualnych i twórczej pracy w ciasnych ramach urzędowania przy ciężkim dla przedsiębiorczej gospodarki wodnej mechanizmie budżetowym (obecne przepisy rachunkowo-kasowe są kulą u nogi każdego działu technicznego) — to są czynniki, które wbrew woli mogą zmniejszyć energję i inicjatywę państwowych Inżynierów w całym naszym państwie. Oczywiście, że wśród danych warunków pracy może postępować z wielką trudnością konieczne, dalsze samokształcenie się Inżynierów, względnie też lepszych sił technicznych, nie mających wolnego czasu na kontynuowanie studjów — zgodnie z szyb-

kim postępowaniem techniki; młode siły nie są jeszcze praktycznie wyrobione, z drugiej zaś strony coraz bardziej i szybko zmniejsza się ilość fachowców praktyków. — Jest to niewątpliwie bardzo niekorzystne dla Państwa przy dalszym jego politycznym i gospodarczym rozwoju — tembardziej, gdy się uwzględni fakt, że nasza młodzież politechniczna, a nawet kończąca szkoły budowlane, znając trudności bytowania i pracy Inżynierów państwowych, unika wstępowania do państwowej służby budowniczey, wskutek czego w służbie tej przybywa coraz więcej sił, nie mających należytych podstaw do sprawowania gospodarki technicznej i administracyjnej.

III. Utrzymanie dróg wodnych.

Każda gospodarka wymaga ustalenia pewnego stosunku wydatków do dochodów, skoro drogi wodne mają przedstawiać dla Państwa i społeczeństwa środek komunikacji, jak koleje żelazne i to dla przewozu towarów masowych, powinny podlegać tym samym zasadom gospodarczym, tj. powinny być ciągle utrzymane w stanie zupełnie użytecznym, a wówczas koszt utrzymania ich byłyby minimalne. Tymczasem rzeczywistość przeczy temu zawsze — w szczególności w okresie powojennym. — Jak tor kolejowy wymaga ustawicznej opieki, tak również i ustalona trasa rzeki nie może podlegać postępującemu niszczeniu wskutek zaniedbania konserwacji budowli wodnych i należytego utrzymania nurtu. Oceniając koszty odnośne musimy wziąć pod uwagę okres wojenny, w czasie którego niełożono prawie żadnych funduszy na roboty wodne, w następstwie czego wynikły obecnie zwiększone wydatki (a raczej należałoby je zwiększyć) ponad przeciętną miarę zwykłego utrzymania drogi wodnej, aż do czasu przywrócenia jej do normalnego stanu.

Przyznając, że Skarb naszego Państwa faktycznie udziela obecnie w Poznańskim kredytu dochodzącego z wyczałnej dotacji rocznej za rządów pruskich, jednak wobec 10-letniego wstrzymania robót konieczne jest podniesienie kredytów przynajmniej o 100%, aby móc doprowadzić rzeki żeglowne do stanu korzystnego dla żeglugi.

Jak wynikałoby z ciągłego wzrostu przychodów żeglugowych wskutek rozwijającej się komunikacji na drogach wodnych w Poznańskim — będą nasze drogi wodne przynosić Skarbowi Państwa poważne dochody, szczególnie po doprowadzeniu dróg tych do stanu, wymagającego już tylko opieki normalnej, codziennej.

Dla przedstawienia stosunków odnośnych ze stanowiska gospodarczego podaję poniżej dane statystyczne za rok 1924 (tabela I).

Statystyka wyżej przedstawiona jest interesująca z wielu punktów widzenia.

A. Widoczne jest z rubryki 2, 14—16, że ilość personelu zajętego na naturalnej drodze wodnej wynosi (rubr. 14) 28% ilości przy drogach sztucznych; na 100 km rzeki skanalizowanej, względnie kanału żeglugi wypada 26 funkcjonarjuszów, rzeki zaś naturalnej okr. 9 (dokł. 8·7), tj. 33·5% ilości na drodze sztucznej.

Dla porównania przytaczam, że na 100 km linii kolejowej wypada 1100—1500 (nawet do 2000) stale zajętych funkcjonarjuszów państwowych, drogi bowiem wodne mają tę wyższość nad żelazniami, że tabor (statki, towary i parowce, motorówki etc.) należy do prywatnych przedsiębiorstw żeglugowych, względnie do poszczególnych szkuciarzy, którzy całe życie swe spędzają na skutkach i berlinkach i nie... strejkują, (czemu najbardziej idealni urzędnicy kolejowi nie są w stanie przeszkodzić). Pomijam tu inne znane ogólnie przyczyny natury technicznej, zmuszające do obsadzania urzędów, linii kolejowej i warsztatów znaczną ilością funkcjonarjuszów.

Zastanówmy się nad innymi obliczeniami gospodarczymi.

B. Na dochody (rubr. 7—9) składają się:

1. opłaty żeglugowe (t. zw. „nawigacyjne kilometrowe“ vide rozp. Min. Rob. Publ. z dnia 2. VI. 1925 (Dz. U. Rz. P. Nr. 52 poz. 530 oraz za „śluzowanie“ i specjalne

Statystyka utrzymania dróg wodnych Województwa Poznańskiego za rok 1924.

Drogi wodne	K o s z t y							D o c h ó d			Rzeczywiste koszty utrzymania	Ilość km	Dochód z 1 km (7-11)	Koszt konserwacji 1 km (6-11)	Ogólne koszty utr. 1 km drogi w. (6-11)	Haczywiste wydatki na utrzymanie 1 km po potrąceniu dochodów (14-17)	Ilość zajętego personelu w. z 80 stałymi robotn. (śluzowymi)	Ilość personelu zajętego na przestrzeni 10 km.	Ilość km przypada na 1 osobę	Blizsze oznaczenie drogi wodnej
	personelu śluzowymi włącz. z 80 stałymi	administracyjne	utrzymanie budyn. i mostów	konserwacyjne	Ogółem	za używ. wodnych	z dzierżaw budynków	Ogółem												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10 (6-9)	11	12	13	14	15	16	17	18	19		
Skanalizowane	116.418	7.655	21.023	294.581	(418.599) 439.627	178.058	1.942	(178.058) 180.000	259.627	268	664	1099	1562	898	70	2.615	3.838		Skanaliz. Brda — Kanał Bydgoski — skan. Notec Dolina + Notec Górna. 179+89=268 km Inspekcja Dróg Wodnych w Bydgoszczy 106·4+89=195·4 Inspekcja Dróg Wodnych w Czarnkowie 72·6	
Naturalne	46.104	6.105	28	162.347	(214.556) 214.584	15.943	697	(15.943) 16.640	(198.613) 197.944	231	69	708	800	731	20	0.87	11.55		Rzeka Warta (od Prosnego do granicy państwa) Inspekcja Dróg Wodnych w Śremie km 0—85 Inspekcja Dróg Wodnych w Poznaniu km 85—230·6	
Razem Drogi wodne Wojew. Poznańsk.	162.517	13.760	21.056	456.878	(633.155) 654.211	194.001	2.639	(194.001) 196.640	457.571	499	380	916	1266	878	90	1.8	5.54		Drogi wodne sztuczne i naturalne	

Uwaga: sumy umieszczone w nawiasie oznaczają: a) co do dochodu, koszty po potrąceniu wydatków utrzymania budynków i mostów, b) co do dochodu, przychód po potrąceniu dochodów z dzierżaw budynków.

świadczenia — okólnik Min. Rob. Publ. z dnia 18. II. 1925. Monitor Polski Nr. 49 poz. 198 ex 1925); wynosiły one w r. 1924:

a) na przestrzeni skanalizowanej rz. Brdy, na Kanale Bydgoskim i skan. Noteci Górnej i Dolnej	129.061·28 zł.
b) na rz. Warcie	1.096·27 zł.
razem	130.157·55 zł.

Zauważam, że na rz. Warcie rozpoczął się r. 1924 poraz pierwszy od czasów polskich ruch żeglowny, ponieważ stały mu na przeszkodzie trudności komunikacji wodnej z Niemcami. W roku bieżącym ruch ten jednak wzmógł się nadzwyczajnie wobec dążności obu stron do wzajemnych możliwych gospodarczych ustępstw w interesie rolnictwa, wielkiego przemysłu i handlu. W następstwie tego również wzrosły dochody żeglugowe na Warcie, a to tembardziej, iż równocześnie rozwija się żegluga towarowa lokalna (transporty cukru, zboża, buraków drzewa tartego etc.).

2. Dochody z dzierżaw gruntów, budynków i taboru tudzież z tytułu specjalnego (pobór żwiru, piasku, za wydobycie pni, etc.) w kwocie

Ogólna suma dochodów 196.640·00 zł.

C. Wydatki na konserwację — a raczej częściowo na odbudowę — dróg wodnych wynosiły kwotę 633.155 zł. po potrąceniu zaś dochodów j. w. 439.154 zł.

D. Koszta właściwej konserwacji 1 km rzeki skanalizowanej wzgl. kanału żeglugi (nie licząc wydatków osobowych, administracyjnych, napraw mostów szosowych nad drogą wodną, oraz napraw budynków) wynoszą od 1 km 1099 zł. po potrą-

ceniu dochodów żeglugowych przeciętnie z 1 km 664 zł. — wypadają 435 zł. Rzeczywiste koszty utrzymania 1 km drogi skanalizowanej (wliczając wydatki osobowe i administracyjne) wynoszą $418.599 : 268 = 1.562$ zł. po potrąceniu dochodów 898 zł.

Koszta właściwej konserwacji 1 km rzeki naturalnej wynoszą analogicznie 703 zł. wzgl. po potrąceniu dochodów (w r. 1924 nieznaczących) 634 zł. rzeczywiste zaś ogólne koszty utrzymania 1 km 800 zł. po potrąceniu dochodów 731 zł. — Zauważam, że podczas gdy dochód na Warcie wynosił w r. 1924 15.948 zł. — już w r. 1925 podniósł się do końca września 1925 na 49.500 zł. — Z powyższego przedstawienia wynika, że niewątpliwie w miarę wzrostu żeglugi i doprowadzenia dróg wodnych do stanu normalnego, a tembardziej przy rozwinięciu się sieci wodnej w Rzeczypospolitej, należy spodziewać się zysku dla Skarbu Państwa z przychodów żeglugowych i opłat specjalnych.

Zwrócić muszę uwagę, że eksploatacja dróg wodnych nie powinna być traktowana wyłącznie i ściśle ze stanowiska dochodów, jak np. eksploatacja kolei.

Wszak naturalne drogi wodne przynoszą ogromne korzyści rolnictwu, zabezpieczają bowiem ustalonem swem korytem gruntu nadbrzeżne od zrywania i zmniejszają skutki powodzi, naturalne zaś i sztuczne drogi umożliwiają zarazem na każdym miejscu przybrzeżnem korzystanie ludności z powszechnego użytkowania wody dla celów gospodarczych i żeglugowych, przyczyniając się tem do dobra ogółu. — Niema ścisłych podstaw, ażeby wymagać od wód publicznych jakichś specjalnych zysków — skoro nie wymaga się ich np. od dróg lądowych.

Emil Łazoryk,

Inżynier „Towarzystwa Robót Technicznych“, Lwów.

Projektowanie belek żelbetowych, zginanych z uwzględnieniem najmniejszości kosztów i ciężaru własnego.

Belka żebrowa, zginana jest jak wiadomo, w konstrukcjach żelbetowych jednym z zasadniczych elementów, bodaj czy nie najważniejszym. Spodziewać przeto należałoby się, że przy ogromnym rozwoju tak praktycznym jak i teoretycznym żelbetu, zagadnienie racjonalnego projektowania jej jest sprawą zamkniętą i niejako ustaloną, jak to n. p. ma miejsce dla płyt żelbetowych. Jednakowoż, co właśnie jest dziwnem, rzecz przedstawia się wprost przeciwnie i wiadomo jest każdemu zajmującemu się konstrukcjami żelbetowymi, że pod tym względem zarówno teoria jak i praktyka nie znalazły rozwiązania, które mogłoby zadowolić te wymagania, jakie zagadnienie to przedstawia. Najlepiej przedstawi się ten stan, przechodząc kolejno poszczególne metody projektowania, będące zasadniczo w użyciu, oraz wykazując ich niedomagania i braki, dające odczuwać się w życiu codziennem.

Najdawniejszy pogląd, który do dziś dnia ma jeszcze swych zwolenników, opiera się na żądaniu równoczesnego wyzyskania obu materiałów t. j. betonu i żelaza, a to przez osiągnięcie natężeń dopuszczalnych w przekroju niebezpiecznym przy największym momencie zginającym. Przy tego rodzaju założeniu otrzymuje się belki o stosunkowo małej wysokości i znacznej ilości żelaza; fakt ten stał się powodem zwalczania tej metody projektowania przez jej przeciwników, którzy ze swej strony twierdzą, że niska belka żelbetowa przedstawia się bardzo niekorzystnie ze względu na naprężenia ścinające i ciągnięcia główne, a powtórę przy przeciętnych stosunkach na polu gospodarczem belka taka okazuje się znacznie droższą od belki o większej wysokości, a niewyzyskanem naprężeniu betonu. Przeciw tym zarzutom należy jednak przytoczyć, że belka ta t. zw. idealna ma tę ogromną zaletę, jaką jest zmniejszenie ciężaru własnego do minimum, jakkolwiek zatem sama w sobie nie jest najtańszą, to przez zmniejszenie obciążenia słupów, jakoteż zmniejszenie wysokości konstrukcyjnej obniża inne koszty niejednokrotnie w tym stosunku, że wynagradza straty dla niej

poniesione. Pozatem twierdzenie, że najekonomiczniejszą belkę otrzymuje się przy naprężeniach betonu niższych od dopuszczalnych nie jest tak zupełnie słuszne, jeśli zważy się, iż z rosnącą rozpiętością wpływ ciężaru własnego belki staje się decydującym czynnikiem w ustaleniu wysokości przekroju. Wreszcie trudności, jakie powstają z ciągnięciami głównymi, przy pewnej dźwie wprawy konstrukcyjnej i umiejętnem posługiwaniu się wielkością i rodzajem uzbrojenia, dają się usunąć, tembardziej, że całkiem łatwo można je ominąć przez odpowiednie przyjęcie szerokości żebra. Jeżeli zatem omawiana zasada projektowania belki żebrowej coraz bardziej wychodzi z użycia, to przyczyny tego zjawiska, należy szukać gdzieindziej i to we względach natury rachunkowej. Mianowicie wszystkie wzory, czy też grafikonny oparte na wyższej wyluszczonej podstawie posługują się jako już wiadomą wartością całkowitym momentem zginającym, zarówno z ciężaru ruchomego, stałego jak i własnego. Tymczasem ten ostatni nie może być znany, kiedy dopiero przystępuje się do wyznaczenia przekroju belki; chcąc zatem użyć takiego wzoru z konieczności trzeba z góry przyjąć pewną wysokość belki, z którą z reguły nie sprawdzi się wysokość obliczona. Pociąga to za sobą powtórne nieco poprawione, lecz nadal nieściśle przyjęcie przekroju i obliczenie wysokości żebra, co przy skomplikowanych formułach, które są niejako właściwością żelbetu, wcale nie jest drobnostką i nie małą stratą czasu. Nic więc dziwnego, iż Inżynier pracujący zawodowo zrezygnuje ze ścisłych dociekań i ogólnych zasad, lecz chwytą się sposobów wprawdzie nieracjonalnych, za to jednak szybciej prowadzących do celu.

Od tych niedomagań nie jest wolną też i metoda, która zwalcza poprzednią, a uwzględnia warunki gospodarcze, w jakich belka ma być budowaną; jej punktem wyjścia jest minimum kosztów materiałów i robocizny, przy rozmaitych cenach tychże. Naturalnie może być tu mowa tylko o bezwzględnej najmniejszości kosztów samejże belki, gdyż wciąganie do wzo-

rów matematycznych względów ubocznych, o których już powyżej wspomniano, z góry skazane byłoby na zupełne niepowodzenie i niemożliwość racjonalnego uchwycenia czynników bardzo różnych przy każdej budowlu. Mimo to jednak dla pewnych typów konstrukcyj żelbetowych, a szczególnie dla mostów belkowych znajomość teoretycznie najtańszej wysokości żebra jest bardzo cenną wskazówką, na której można w racjonalny sposób oprzeć projekt i budowę. Niestety wzory tej metody nie wszystkie są pojedyncze, a konieczność przyjmowania próbnych przekrojów i ich powtórnego sprawdzania, siłą rzeczy zniechęca do nich i ogranicza w codziennym użyciu.

Taki stan rzeczy doprowadził projektujących Inżynierów do pewnego zwyczaju nie bardzo chwalebego, bo będącego zaprzeczeniem wszelkich starań o oparcie się na słusznych podstawach i będącego przekreśleniem dążenia do stworzenia właściwej drogi na tem polu. A w postępowaniu tem polegającym na przyjęciu z góry wedle jakiegoś widzimisię (np. w stosunku do rozpiętości) wysokości przekroju i na przybliżonym wyznaczeniu przekroju żelaza (Mörsch) nie ma innych motywów jak tylko wygoda i łatwość tego sposobu; takie względy jak koszt są naturalnie w tym wypadku pominięte milczeniem i nie może być nawet o nich mowy, dlatego więc budowle projektowane według takiej recepty po bliższem zbadaniu urągają wymogom stawianym dzisiejszemu budownictwu. Co najsmutniejsze jednak zwyczaj ten wdarł się też do nauki (n. p. Mörsch), rozszerzając się wskutek tego nadzwyczaj szybko wśród wielu Inżynierów przyjmujących bezkrytycznie jej zasady. Na szczęście jednak zauważyć można w ostatnich czasach zrozumienie chorośliwego stanu pod tym względem i dążność ku zmianie na lepsze¹⁾, wobec czego spodziewać się należy, że przy dobrej woli jednostek sprawa pomyślnie potoczy się naprzód; motywem niniejszego artykułu jest również chęć przyczynienia się do odpowiedniego rozwiązania zagadnienia projektowania belek żelbetowych.

Z tego, co już poprzednio powiedziano wynika, że najbardziej racjonalną jest zasada najmniejszości kosztów belki, a należy jedynie umożliwić ich użycie przez takie przeprowadzenie rachunku, aby niejako automatycznie uwzględnić ciężar własny żebra. Uczyniono to w następującym wywodzie, stosując znany wzór Barcka²⁾ dla ekonomicznego projektowania belek żebrowych, a który opiewa:

$$1) \dots \dots h_2 = \sqrt{\frac{r \dot{Z}'}{b_0 B' + 2 D}} \sqrt{\frac{M}{\sigma_2}}$$

i gdzie oznacza:

- h_2 ramię momentu wewnętrznego,
- M całkowity moment zginający w danym przekroju,
- σ_2 naprężenie dopuszczalne żelaza,
- \dot{Z}' koszt $\frac{1}{100} m^3$ żelaza wraz z robocizną,
- B' " " betonu " " "
- D " $1 m^2$ deskowania " " "
- r współczynnik,
- b_0 szerokość żebra.

Odnosnie do tych oznaczeń należy wtrącić kilka wyjaśnień.

Ramię momentu wewnętrznego h_2 dla belek żebrowych można z wystarczającą w tym wypadku dokładnością przyjąć wedle wzoru:

$$2) \dots \dots h_2 = h_1 - \frac{e}{2},$$

przyczem:

- h_1 jest wysokością użyteczną przekroju, zaś
- e grubością płyty.

W praktyce nie są używane ceny żelaza i betonu za $\frac{1}{100} m^3$, lecz dla żelaza za 100 kg i ją nazwiemy \dot{Z} , a dla betonu za $1 m^3$, którą znów oznaczmy B ; wobec tego w wzorze 1) należy uwzględnić, że:

¹⁾ Autor ma tu na myśli cenny artykuł prof. Hubera p. t. „W kwestji najtańszej belki żelbetowej“. *Czasopismo Techniczne* 1923.

²⁾ Barck, „Armierter Beton“ 1917.

$$3) \dots \dots B = 100 B'$$

$$4) \dots \dots \dot{Z} = \frac{100}{78,5} \dot{Z}'$$

i będzie on dla tych cen miał postać:

$$5) \dots \dots h_2 = \sqrt{\frac{78,5 r \dot{Z}}{b_0 B + 200 D}} \sqrt{\frac{M}{\sigma_2}}$$

Dla dalszego wyvodu używać będziemy tego wzoru w formie:

$$6) \dots \dots h_2 = C \sqrt{\frac{M}{\sigma_2}},$$

przyczem wartość:

$$7) \dots \dots C = \sqrt{\frac{78,5 r \dot{Z}}{b_0 B + 200 D}}$$

Pozatem dla całości rzeczy dodać należy, że r oznacza cyfrę, którą pomnożony przekrój żelaza w cm^2 , podaje ciężar żelaza w belce na jej $1 mb.$; wartość ta jest zależną od ustroju statycznego belki i tak dla belek wolno podpartych waha od 0,9 do 1,0, zaś dla belek ciągłych w przęsłach skrajnych od 1,0 do 1,1, a w przęsłach średnich od 1,1 do 1,2. Otrzymany w ten sposób ciężar żelaza obejmuje już w sobie także i strzemiona, jak i pręty odgięte, natomiast nie odnosi się do wkładek w płycie współdziałającej. Naturalnie współczynniki te jako ustrojowe nie mogą być zupełnie ściśle, gdyż znaczny wpływ na nie wywiera sposób konstruowania właściwy każdemu Inżynierowi.

Dla określenia szerokości żebra b_0 podaje Barck przybliżone wzory, zależne od momentu zginającego, jednakowoż pod tym względem należy raczej posiadać swobodę, by móc kierować się motywami konstrukcyjnymi, grającymi znaczną rolę, a nie ujętymi w formułach podanych przez Barcka. Z tych powodów pominięto je tutaj, uważając przytaczanie ich za rzecz zbędną.

Ciemną stroną wzoru 6) jest zawarty w nim całkowity moment zginający, który w rzeczywistości nie jest znany, gdyż składa się z trzech części wedle równania:

$$8) \dots \dots M = M_p + M_s + M_g,$$

gdzie oznaczają:

- M_p moment z ciężaru ruchomego,
- M_s " " " stałego,
- M_g " " " własnego żebra.

Pod momentem z ciężaru stałego rozumie się moment wywołany ciężarami jak podłoga, podsypka lub nawierzchnia drogowa, oraz ciężarem płyty dźwigającej, z obu stron żebra, nad żebrzem zaś w połowie jej grubości, a w końcu warstwą ochronną betonu poniżej osi wkładek żelaznych. Ponieważ M_p i M_s są wiadome, zatem dla przejrzystości rachunku wprowadzimy:

$$9) \dots \dots M_1 = M_p + M_s.$$

Natomiast moment z ciężaru własnego żebra nie jest znany, możnaby go jednak wyznaczyć z związku:

$$10) \dots \dots M_g = k \gamma b_0 h_2 l^2,$$

gdybyśmy mogli z góry określić wartość h_2 . Współczynnik k charakteryzuje ustrój statyczny belki i wynosi n. p. przy obciążeniu ciąglem dla belki wolnopodpartej 0,125. Pozatem γ oznacza w równ. 10) ciężar właściwy żelbetu, t. j. $2400 kg/m^3$, zaś l jest rozpiętością belki.

Wprowadźmy wkońcu:

$$11) \dots \dots M = M_1 + k \gamma b_0 h_2 l^2$$

do równ. 6) i uporządkujmy je, to otrzymamy:

$$12) \dots \dots h_2^2 - C^2 \frac{k \gamma b_0 l^2}{\sigma_2} h_2 = C^2 \frac{M_1}{\sigma_2}$$

Zauważywszy jednak, że:

$$13) \dots \dots C^2 \frac{M_1}{\sigma_2} = \left(C \sqrt{\frac{M_1}{\sigma_2}} \right)^2 = h_2'^2$$

¹⁾ Dla znalezienia tej wartości opłaci się sporządzić nomogram, ułożony dla różnych stosunków cen i szerokości żebra, przez co uzyskuje się wiele ułatwienia i przejrzystości rachunku.

przedstawia kwadrat ramienia momentu wewnętrznego, obliczonego dla momentu zginającego bez uwzględnienia ciężaru własnego żebra, oraz oznaczając:

$$14) \quad C^2 \frac{k \gamma b_0 l^2}{\sigma_2} = 2 \Delta h_2,$$

można równanie powyższe napisać w postaci:

$$15) \quad h_2^2 - 2 \Delta h_2 \cdot h_2 = h_2'^2,$$

stąd zaś bezpośrednio wynika:

$$16) \quad h_2 = \Delta h_2 + \sqrt{(\Delta h_2)^2 + h_2'^2}.$$

Z równ. 14) czytamy, że Δh_1 jest połową kwadratu ramienia momentu wewnętrznego dla momentu z ciężaru żebra o wysokości 1 cm; oczywiście jest to wartość niewielka, wobec czego można jej kwadrat w stosunku do $h_2'^2$ pominąć we wzorze 16) bez ujemy dla potrzebnej dokładności. Można więc napisać:

$$17) \quad h_2 = \Delta h_2 + h_2',$$

czyli że ciężar własny żebra uwzględnimy, powiększając wysokość obliczoną bez uwzględnienia ciężaru własnego, o poprawkę Δh_2 .

Wprowadzając w końcu wartość dla $\gamma = 2400$ w równ. 14), oraz wszystkie wymiary w kg i cm, zaś dla l w m, dostaniemy:

$$18) \quad \Delta h_2 = 12 (Cl)^2 \frac{k b_0}{\sigma_2}.$$

Wzory powyżej wyprowadzone są tylko niewiele różne od analogicznych dla płyt żelbetowych¹⁾, stanowią więc z nimi niejako całość; należało się zresztą tego spodziewać wobec podobnych założeń i równoległego toku wywodu.

Potrzebny przekrój żelaza będziemy mogli obliczyć bez pomocy całkowitego momentu zginającego dzięki pewnej własności współczynnika C , której dotychczas nie zużytkowano; mianowicie, jak wiadomo, przekrój wkładek wyznaczyć można z wzoru:

$$19) \quad F_2 = \frac{M}{\sigma_2 h_2},$$

ponieważ jednak z równ. 6) wynika, że

$$20) \quad \frac{M}{\sigma_2} = \left(\frac{h_2}{C} \right)^2,$$

więc oczywiście będzie:

$$21) \quad F_2 = \frac{h_2}{C^2}.$$

Znając zatem wedle wzoru 16) lub 17) wartość h_2 z łatwością wyznaczymy szukaną powierzchnię przekroju wkładek.

Równocześnie związek wyrażony równ. 21) mówi, że stosunek przekroju żelaza do ramienia momentu wewnętrznego, a więc w wielkim przybliżeniu także do wysokości użytecznej jest wartością stałą; tem samem upada niezmiernie nieuzasadniony pogląd Mörscha²⁾, który uważa, iż przy niskich belkach stosunek ten wynosi $\frac{1}{3}$ do $\frac{1}{2}$, zaś przy wysokich zbliża się do 1. Niektórzy autorowie naśladowujący nieopatrznie i bezkrytycznie zasady, wygłaszane przez Mörscha posuwają się nawet do zalecania tych stosunków jako sprawdzianów dobroci projektu belek żebranych, wyprowadzony natomiast związek wykazuje niedwuznacznie bezpodstawność i błędność tych poglądów, nie liczących z dzisiejszym stanem wiedzy w żelbetnictwie.

Dla tem jaśniejszego przedstawienia całości podano w końcu przykłady cyfrowe; dotyczą one mostu żelbetowego drogowego, o płycie pomostowej 20 cm grubej, projektowanego jako belki wolnopodparte.

¹⁾ Por. autora „O uwzględnieniu ciężaru własnego w obliczeniu płyt żelbetowych“ *Czasopismo Techniczne* 1922.

²⁾ Mörsch: „Eisenbeton“. V. wyd., str. 303.

Rachunek przeprowadzimy najpierw dla rozpiętości $l = 6$ m.

Moment z ciężaru ruchomego $M_p = 15,07$ tm

„ „ „ stałego $M_s = 8,22$ „

$$M_1 = 23,29$$
 tm.

Koszta materiałów wraz z robocizną wynosily w danym wypadku:

beton	55,20	Z	na	1	m ³
żelazo	38,00	„	„	100	kg
deskowanie	6,61	„	„	1	m ² .

Przy przyjętej szerokości żebra $b_0 = 40$ cm i wartości $\gamma = 0,95$, otrzymujemy:

$$C = \sqrt{\frac{78,5 \cdot 0,95 \cdot 38,00}{40 \cdot 55,20 + 200 \cdot 6,61}} = 0,891.$$

Dalszy rachunek wygląda następująco:

$$h_2' = 0,894 \sqrt{\frac{2329000}{1200}} = 39,35$$
 cm

$$\Delta h_2 = 12 (0,894 \cdot 6,00)^2 \frac{0,125 \cdot 40}{1200} = 1,44$$
 cm.

Wedle przybliżonego wzoru 17) będzie:

$$h_2 = 39,35 + 1,44 = 40,79$$
 cm,

zaś dokładnie wzorem 16):

$$h_2 = 1,44 + \sqrt{1,44^2 + 39,35^2} = 41,41$$
 cm,

różnica jest zatem całkiem nie nie znacząca, bo tylko 6 m/m, czyli w zupełności dopuszczalna.

Wysokość użyteczna $h_1 = 41,41 + \frac{20}{2} = 51,41$ cm

Warstwa ochronna $a = 6,00$ „

Całkowita wysokość belki $h = 57,4 \approx 58$ cm.

Potrzebny przekrój żelaza wedle wzoru 21):

$$F_2 = \frac{41,41}{0,894^2} = 51,8$$
 cm²,

przyjęto jednak mniejszy, bo $F_2 = 5$ g 36 m/m = 50,9 cm², motywując to powiększoną wartością $h_2 = 58 - 10 - 6 = 42$ cm.

Dla identycznego mostu, lecz o rozpiętości 14 m otrzymamy:

$$M_p = 44,03$$
 tm

$$M_s = 44,75$$
 „

$$M_1 = 88,79$$
 tm

$$h_2' = 0,894 \sqrt{\frac{8879000}{1200}} = 76,8$$
 cm,

$$\Delta h_2 = 12 (0,894 \cdot 14,0)^2 \frac{0,125 \cdot 40}{1200} = 7,84$$
 cm.

Wedle równ. 17): $h_2 = 7,84 + 76,8 = 84,6$ cm

„ „ 18): $h_2 = 7,84 + \sqrt{7,84^2 + 76,8^2} = 84,9$ „

Różnica wynosi znów zaledwie 3 m/m

$$h_1 = 84,9 + \frac{20}{2} = 94,9$$
 cm

$$a = 6,0$$
 „

$$h = 100,9 \approx 101$$
 cm.

$$F_2 = \frac{84,9}{0,894^2} = 106,3$$
 cm².

Dla uzyskania pewnych wniosków zaprojektowano most ten dla innych także rozpiętości, a wyniki zestawiono poniżej.

$l =$	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	m
$h_1 =$	52	62	73	84	95	cm
$F_2 =$	50,9	63,6	77,7	96,5	113,4	cm ²
$h_1 =$	1	1	1	1	1	
$l =$	11,5	12,9	13,7	14,3	14,7	
$F_2 =$	0,98	1,03	1,06	1,15	1,19	
$h_1 =$	25,10	40,04	58,57	83,02	108,78	tm
$M_p =$	1,81	3,99	7,56	12,78	20,00	tm
$M_s =$	7,2	10,0	12,9	15,4	18,4	‰ M
$\sigma_b =$	37,9	41,9	44,5	48,0	50,8	kg/cm ² .

Z zestawienia tego czytamy przedewszystkiem, że przyjmowanie wysokości przekroju wedle pewnego stosunku $\frac{h_1}{l}$ wogóle nie może mieć uzasadnienia, bo stosunek ten zmienia się z rosnącą rozpiętością belki, a zresztą zależy też bezsprzecznie od cen materiałów; opieranie się na takich wskazówkach jak to dotychczas gdzienigdzie miało miejsce, należałoby czemprędzej zarzucić jako prowadzące do nieprawdziwych wyników.

Stosunek przekroju żelaza do wysokości użytecznej jest rzeczywiście prawie stały, a wahania jego pochodzą przedewszystkiem z zaokrąglen praktycznych wymiarów na całe *cm* i niemożliwości akuratanego uzgodnienia przekrojów obliczonych z przyjętymi; tem samem potwierdza się raz jeszcze prawdziwość równ. 21).

Wpływ ciężaru własnego żebra okazuje się wcale poważnym przy rosnących rozpiętościach, co wyraża się najbardziej dobitnie malejącym stosunkiem $\frac{h_1}{l}$ i coraz bardziej powiększającymi się naprężeniami betonu. Te ostatnie wogóle zaprzeczają pogładowi, jakoby belka projektowana dla najmniejszości kosztów musiała je mieć koniecznie niższe od dopuszczalnych, a cyfry podane zestawienia mówią, że przecieź najdawniejsza metoda, żądająca wyzyskania materiałów nie odbiega zbyt od wyników ostatnich badań.

Dalsze ciekawe wnioski i uzupełnienia poprzednich używkamy, uwzględniając zmienność szerokości żebra przy zmianie wysokości przekroju, co w praktyce zwykle ma miejsce. W tym celu posłużono się tutaj przybliżonym wzorem Bareka, ustawionym na podstawie dat wziętych z wykonanych belek:

$$22) \dots b_0 = 10\sqrt{r} + 0,45 \sqrt{\frac{M}{\sigma_3}}$$

Opierając się zatem na powyższej formule i wartościach cyfrowych, jak w poprzednich przykładach, obliczono dla różnych wielkości b_0 odpowiadające momenty zginające, jakoteż współczynniki C , a w końcu wysokości przekroju i uzbrojenie. Wyniki zestawiono w tabelce poniżej:

$b_0 = 15$	20	25	30	35	40	45	50 <i>cm</i>
$M = 1,63$	6,43	13,81	24,47	37,83	54,23	73,63	96,03 <i>tm</i>
$C = 1,15$	1,08	1,02	0,975	0,933	0,896	0,863	0,834
$h_2 = 13,4$	25,0	34,6	44,0	52,3	60,2	67,5	74,5 <i>cm</i>
$e = 6$	8	10	12	14	16	18	20 <i>cm</i>
$h_1 = 16,4$	29,0	39,6	50,0	59,3	68,2	76,5	84,5 <i>cm</i>
$F_2 = 10,17$	21,43	32,97	46,20	60,15	73,65	90,45	107,24 <i>cm</i> ²
$\frac{F_2}{h_1} = 0,620$	0,739	0,832	0,924	1,014	1,094	1,182	1,271
$\frac{100 F_2}{b h_1} = 4,14$	3,70	3,33	3,08	2,90	2,70	2,63	2,54 %
$G_2 = 325$	290	262	242	228	212	206	199 <i>kg/m</i> ³

Z zestawienia tego widać, że stosunek przekroju żelaza do wysokości użytecznej belki przy odpowiednio zmiennych szerokościach żebra waha od $\frac{3}{5}$ do $\frac{6}{5}$, a nie jak podaje Mürsch od $\frac{1}{3}$ do 1; belki projektowane więc wedle takich nieuzasadnionych reguł muszą wykazywać za mały procent żelaza, przez co podnoszą zbyt kosztownie i deskowania, oraz powiększają w marnotrawny sposób ilość mas i ich ciężar. Badanie tu przeprowadzone wykazuje, że w żebrze powinno się znajdować przy małych wysokościach około 300, zaś przy wielkich 200 *kg* na 1 *m*³ betonu; uwaga ta służyć może jako pożyteczna wskazówka dla projektanta lub kalkulatora w pierwszym ocenieniu wartości projektu pod względem kosztów.

Pozatem łatwo daje się zauważyć, że wartość C mieści się w granicach nie wiele różnych od 1. Jeśli zatem nie zależy zbyt wiele na ścisłym dostosowaniu się do najmniejszości kosztów, a chodzi raczej o wskazówkę co do wymiarów przekroju, możemy uzyskać przybliżone jednak dostatecznie dokładne wzory, wprowadzając w poprzednio znalezione formuły związek $C = 1$. Wówczas będzie:

$$23) \dots h'_2 = \sqrt{\frac{M'}{\sigma_3}}$$

$$24) \dots \Delta h_2 = 12 l^2 \frac{k b_0}{\sigma_3}$$

$$25) \dots h_2 = h'_2 + \Delta h_2$$

$$26) \dots F_2 = h_2$$

Jaka jest korzyść tych wzorów przybliżonych, można się przekonać na przykładzie cyfrowym poniżej.

Mamy znaleźć przekrój belki żebrowej 2-prześłowej o rozpiętości $l = 7,50$ *m*, jako jednej z belek stropowych w odstępach 2,50 *m*, przy obciążeniu użytkowym $p = 300$ *kg/m*².

Najpierw zestawimy obciążenia:

Podłoga drewniana 50.2,50	125 <i>kg/m</i> ²
Podsypka żwirowa 160.2,50	400 "
Płyta żelbetowa 10 <i>cm</i> gruba 240.2,50	600 "
Warstwa ochronna 6,5 <i>cm</i> w żebrze 25 <i>cm</i> szer.	
2400.0,25.0,065	39 "
	1164 <i>kg/m</i> ²
Pół grubości płyty nad żebrem 2400.0,25.0,05	30 "
	$g' = 1134$ <i>kg/m</i> ²
Obciążenie użytkowe 300.2,50	$p = 750$ "

Momenty zginające:

$$z \text{ ciężaru stałego } M_s = 0,070 \cdot 1134 \cdot 7,50^2 = 4450 \text{ *kgm*}$$

$$n \text{ " " " } M_p = 0,095 \cdot 750 \cdot 7,50^2 = 4010 \text{ "}$$

$$M' = 8460 \text{ *kgm*}$$

Przy naprężeniu dopuszczalnym żelaza $\sigma_3 = 1200$ *kg/cm*² otrzymamy przybliżoną wartość:

$$h'_2 = \sqrt{\frac{846000}{1200}} = 26,6 \text{ *cm*}$$

$$\Delta h_2 = 12 \cdot 7,50^2 \frac{0,070 \cdot 25}{1200} = 1,0 \text{ "}$$

$$h_2 = 27,6 \text{ *cm*}$$

$$a = 6,5 \text{ "}$$

$$\frac{e}{2} = 5,0 \text{ "}$$

$$h = 39,1 \text{ *cm} \approx 39 \text{ *cm*}*$$

Przekrój żelaza ma wynosić:

$$F_2 = h_2 = 27,6 \text{ *cm*}^2$$

Przyjęto: $F_2 = 6$ *gf* 24 *mm* = 27,14 *cm*².

Celem sprawdzenia obliczymy jeszcze naprężenia w zaprojektowanym przekroju; ciężar żebra wynosi:

$$g = 2400 \cdot 0,25 \cdot (39 - \frac{1}{2} - 6,5) = 165 \text{ *kg/m*}$$

$$M_g = 0,070 \cdot 165 \cdot 7,50^2 = 650 \text{ *kgm*}$$

Sumaryczny moment zginający, który dotychczas był nieznan, odpowiadający jednak wyznaczonemu przekrojowi, wynosi:

$$M_{max} = 8460 + 650 = 9110 \text{ *kgm*}$$

Szerokość współdziałająca przekroju po myśli przepisów polskich dla budownictwa, jest:

$$b = 2 \cdot 0,49 \cdot (2,50 - 0,25) + 0,25 = 2,45 \text{ *m*}$$

Na podstawie tych wszystkich danych naprężenia obliczone nomogramem autora¹⁾ mają wartości:

$$\sigma_3 = 1138 \text{ *kg/cm*}^2, \quad \sigma_b = 28,5 \text{ *kg/cm*}^2$$

Wysokość przekroju obliczona z uwzględnieniem cen poprzednich przykładów byłaby dla:

$$C = \sqrt{\frac{78 \cdot 5 \cdot 1,05 \cdot 38,00}{25 \cdot 55,20 + 200 \cdot 6,61}} = 1,076,$$

$$h = 1,076 \sqrt{\frac{846000}{1200}} + 12 (1,076 \cdot 7,50)^2 \frac{0,070 \cdot 25}{1200} + \frac{1}{2} + 6,5 = 28,55 + 1,14 + 5,00 + 6,50 = 41,2 \approx 41 \text{ *cm*}$$

¹⁾ Por. autora „Wzory i tablice do obliczania natężeń w belkach żelbetowych zginanych“ *Czasopismo Techniczne* 1924, str. 128.

zaś uzbrojenie:

$$F_2 = \frac{28,55 + 1,14}{1,076^2} = 25,68 \text{ cm}^2.$$

Różnica między wysokościami obliczonymi obu sposobami oczywiście jest mało znacząca i może mieć tylko niewielki wpływ na ostateczne koszty belki, natomiast stosunki:

$$\frac{h_1}{l} = \frac{0,347}{7,50} = \frac{1}{21,6}; \quad \frac{F_2}{h_1} = \frac{25,68}{34,7} = 0,741$$

wskazują, że traktowanie tego zadania przy ich pomocy wedle dotychczasowych reguł doprowadziłoby do zupełnie błędnych rezultatów.

Wacław Gruszka.

Belka prosta pod działaniem ruchomego układu ciężarów skupionych.

(Dokończenie).

3. Moment w dowolnym przekroju.

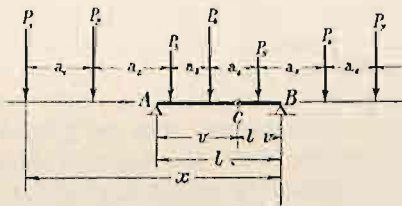
Na rys. 2. wykreśliśmy djagram siły poprzecznej w przekroju C dla przejazdu całego układu ciężarów; na tej samej zasadzie wykreślimy teraz djagram momentu w dowolnym przekroju, przyjmując najpierw przejazd od strony podpory B z ciężarem P_1 na przodzie.

W tym celu ustawmy równanie momentu w przekroju C (rys. 5) w zależności zmiennego x , wprowadzając oprócz poprzednio przyjętych jeszcze następujące oznaczenia:

v = odstęp badanego przekroju od podpory A .

M_2 = moment statyczny ciężarów znajdujących się na belce na lewo od przekroju C ze względu na położenie ciężaru P_1 .

Rys. 5.



Dla położenia układu ciężarów, przedstawionego na rys. 5, wyraża się moment w przekroju C równaniem:

$$M = O_A v - P_3 [x - (l - v) - (a_1 + a_2)] - P_4 [x - (l - v) - (a_1 + a_2 + a_3)]$$

czyli:

$$M = O_A v - (P_3 + P_4)x + (P_3 + P_4)(l - v) + P_3(a_1 + a_2) + P_4(a_1 + a_2 + a_3)$$

lub ogólnie:

$$M = O_A v - R_2 x + R_2(l - v) + M_2.$$

Z równania (2) mamy:

$$O_A = \frac{R}{l} x - \frac{M}{l}$$

więc po podstawieniu i przekształceniu:

$$M = \frac{Rv - R_2 l}{l} x + \left[R_2(l - v) + M_2 - \frac{M \cdot v}{l} \right]. \quad (4)$$

Widzimy więc, że moment w dowolnym przekroju zmienia się podczas ruchu układu ciężarów także według linii prostej; nachylenie jej zależy dla danej rozpiętości belki i pewnego przekroju, a więc przy stałych wielkościach l i v , nie tylko od (R) sumy ciężarów znajdujących się na belce, ale także od (R_2) tego, które z nich stoją na lewo od przekroju.

Przyjmując (rys. 6) rozpiętość belki i schemat obciążenia, jak poprzednio, wykreślimy szukany djagram momentu na podstawie równania (4) i to nie wdając się podobnie jak przedtem w rozpatrywanie wyrazu wolnego a tylko zapomocą współczynnika kierunkowego $\frac{Rv - R_2 l}{l}$.

Zależnie od tego, w jakiej formie ten współczynnik przedstawimy, będziemy w różny sposób zdążać do celu.

a) Przekształćmy go zapomocą podstawienia $R = R_1 + R_2$ na:

$$\frac{R_1 v - R_2(l - v)}{l}$$

Wielkość R_1 zmienia się w chwili wstąpienia pewnego ciężaru na belkę, zaś R_2 w chwili zejścia któregośkolwiek ciężaru z belki, a obydwie równocześnie podczas przejścia ciężaru przez przekrój. Wynika stąd, że kierunek prostej określonej równaniem (4) zmienia się przy każdym przekroczeniu obu podpór i przekroju badanego czyli, że szukany djagram momentu będzie wielobokiem załamującym się na pionowych wszystkich trzech podziałach $\alpha\beta\gamma$. Wyznaczywszy te podziały i wykreśliwszy w nich pionowe, podzielimy długość wykresu $(l + \Sigma a)$ na pewną (iuną niż dla sił poprzecznych) ilość przedziałów; dla każdego przedziału oznaczymy najpierw, które ciężary składają się na wielkości R_1 i R_2 ; tak np. dla przedziału „h“ czytamy (podział β), że na belkę weszły cztery ciężary, oznaczone wskaźnikami, które wypiszemy:

$$1 \ 2 \ 3 \ 4.$$

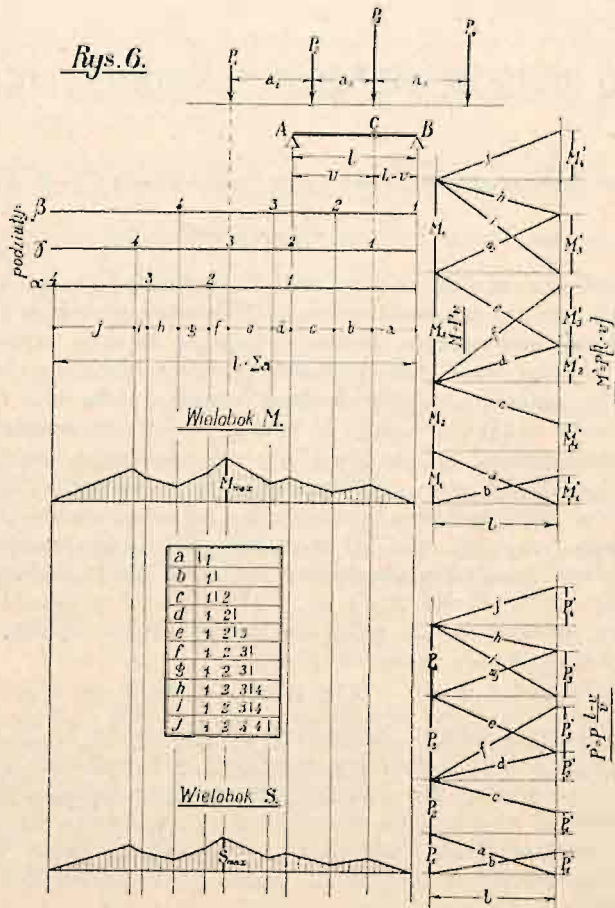
Z podziału γ widzimy, że przekrój przekroczyły 1, 2, 3, (oddzielimy je kreską); wreszcie skreślimy wskaźniki 1, 2, ciężarów, które (według podziału α) przeszły poza belkę. Pozostałe (nieskreślone) składają się na wielkość R , a kreska dzieli wypisane wskaźniki tak, jak przekrój badany C dzieli ciężary stojące na belce; wskaźniki na prawo od kreski dają R_1 , na lewo R_2 .

Na rysunku oznaczono w ten sposób wielkości R_1 i R_2 dla wszystkich przedziałów w tabelce, nie rozpatrując każdego przedziału z osobna, ale grupami. Każdemu bowiem przedziałowi odpowiada pewna grupa ciężarów początkowych, które weszły na belkę; ta sama grupa ciężarów $P_1 - P_n$ ważna jest dla przedziałów objętych pionowymi z punktów n i $(n+1)$ podziału β . Dla wszystkich więc przedziałów między dwoma sąsiednimi punktami podziału β wypiszemy tę samą grupę ciężarów; tak np. 1, 2, 3, wypisano dla przedziałów między punktami 3 i 4 podziału β a więc dla przedziałów między punktami 3 i 4 podziału β a więc dla przedziałów efg . Przechodząc w ten sposób kolejno poszczególne odstępki podziału β , wypiszemy wskaźniki poszczególnych grup ciężarów — dla wszystkich przedziałów.

W ten sam sposób przechodząc podział γ , oddzielimy kreską dla wszystkich przedziałów wskaźniki ciężarów, które przekroczyły przekrój, a w końcu przechodząc podział α przekreślimy wskaźniki ciężarów, które zeszyły z belki. Tak więc wskaźniki 1, 2, oddzielono w przedziałach d , e (między punktami 2—3 podziału γ), a skreślono je w przedziałach g , h (między punktami 2—3 podziału α).

Kierunki prostych dla poszczególnych przedziałów wyznaczać będziemy podobnie jak przy wykresach dla sił poprzecznych; obliczywszy najpierw dla wszystkich ciężarów iloczyn $M = Pv$ i $M' = P(l - v)$, naniesiemy momenty Pv na 2 pionowych w odstępku l , w dowolnie przyjętej podziałce momentów. Posługując się wypisaną tabliczką, odliczymy na lewej pionowej, idąc od dołu, wielkości Pv tych ciężarów, których wskaźniki wypisano dla danego przedziału na prawo od kreski, otrzymując w ten sposób odcinek, którego koniec jest jednym punktem szukanego promienia; drugi otrzymamy na prawej pionowej odejmując od dolnego

końca otrzymanego przedtem odcinka, sumę iloczynów $P(l-v)$, pochodzących od tych ciężarów, których wskaźniki wypisane są na lewo od kreski. Tak np. dla przedziału e mamy 2 3, odłożymy więc na lewej M_3 a na prawej M_2 . Wyznaczywszy w ten sposób najpierw wszystkie kierunki przenosić je będziemy do odpowiednich przedziałów otrzymując wielobok M ; ostatni kierunek kontroluje w ten sam sposób, jak na rys. 2, prawdziwość całego wykresu.



Otrzymany wielobok jest szukanym dżagramem momentu w przekroju C dla przejazdu danego układu ciężarów z ciężarem P_1 na przdzie; dla dowolnego położenia układu ciężarów otrzymamy wielkość momentu w C , odczytując w przyjętej podziałce momentów rzędną wykresu w pionowej, przechodzącej przez ciężar pierwszy.

Obserwując otrzymany wykres zauważymy, że rzędne jego w pionowych podziałce γ wyróżniają się wielkością, a więc do momentów stosuje się także prawidło, które mówi, że największość występuje w chwili przekroczenia przekroju przez pewien ciężar; na pionowych podziałce będziemy zatem szukać największości a wystąpi ona na pionowej z punktu podziałce γ , oznaczonego wskaźnikiem tego ciężaru, który dla tej największości przechodzi przez przekrój. W danym przykładzie największa rzędna wykresu M_{max} występuje na pionowej z punktu „3” podziałce γ (ciężar P_3 przechodzi przez przekrój a ciężar P_1 przez pionową, w której odczytujemy wielkość momentu; to położenie układu ciężarów uwidoczniono na rysunku).

Nigdy nie zdarzy się, by wykres przechodził pod przyjętą poziom (moment ujemny w belce prostej wystąpić nie może) natomiast może schodzić się z nim na pewnej długości, jeśli w pewnym obciążeniu odstęp a_n dwóch sąsiednich ciężarów P_n i P_{n+1} będzie większy od rozpiętości belki; wtedy od chwili zejścia ciężaru P_n do chwili wstąpienia ciężaru P_{n+1} belka nie będzie obciążona a więc na długości $(a_n - l)$ moment będzie równy zeru.

β) Wyjmijmy w równaniu (4) przed nawias stałą dla danego przekroju wielkość v , a otrzymamy:

$$M = \left[\frac{R - R_2}{l} \frac{l}{v} x + \left(R_2 \frac{l-v}{v} + \frac{M_2}{v} - \frac{M}{l} \right) \right] v = S v \quad (5)$$

i przekształmy zapomocą podstawienia $R = R_1 + R_2$, na:

$$M = \left[\frac{R_1 - R_2}{l} \frac{l-v}{v} x + \left(R_2 \frac{l-v}{v} + \frac{M_2}{v} - \frac{M}{l} \right) \right] v = S v \quad (6)$$

każdej wartości momentu M odpowiada pewna wartość S ; zamiast więc wieloboku M wykreślić możemy wielobok S mnożąc jego rzędne przez v , otrzymamy wielkość momentu M . Wielobok S kreślić będziemy w ten sam sposób, jak wielobok M posługując się tą samą tabliczką; naniesiemy na lewej pionowej — tym razem — ciężary P w dowolnej podziałce sił, a na prawej pionowej odejmować będziemy siły P obliczone według relacji $P' = P \frac{l-v}{v}$. Rzędne wieloboku S odczytywać

będziemy jako siły w przyjętej podziałce, a mnożąc je przez długość v otrzymamy odpowiadające wartości momentu M . Rzędne te uważać możemy także jako momenty; jeżeli mianowicie podziałka sił dla tego wieloboku jest $1 \text{ cm} = a$ tonn to chcąc odczytywać momenty, odczytywać będziemy rzędne w podziałce $1 \text{ cm} = a v$ tm. Wreszcie możemy zapomocą wieloboków sił kreślić wprost wielobok M przyjmując ich odstęp („odległość biegunową”) nie „ l^u ” ale $\frac{l}{v}$. Wszystko pozatem, cośmy powiedzieli o wieloboku M można powtórzyć o wieloboku S .

Znaczenie wielkości (wieloboku) S możemy przedstawić w sposób następujący: przy dowolnem położeniu stoi na belce pewna grupa ciężarów, z których jedne stoją na prawo, inne na lewo od przekroju, wywołując w przekroju C moment M ; ten sam moment wywoła w tymże przekroju inne obciążenie (zastępcze), przy którym na lewo od przekroju nie będzie żadnego ciężaru, a które na podporze A wywoła oddziaływanie O_A , tak, że $M = O_A v$, a że $M = S v$, więc $O_A \equiv S$, czyli, że wielobok S jest wielobokiem takich zastępczych oddziaływań.

Otrzymany wykres (wielobok S) ważny jest dla przekroju C i przyjętego porządku ciężarów; powtórzywszy konstrukcję dla odwrotnego porządku ciężarów otrzymalibyśmy wykres analogiczny, a obydwa razem stanowią całość badania danego przekroju.

γ) Aby uniknąć wyznaczania tych wykresów dla każdego porządku ciężarów z osobna, przedstawimy współczynnik kierunkowy równania (5) w postaci:

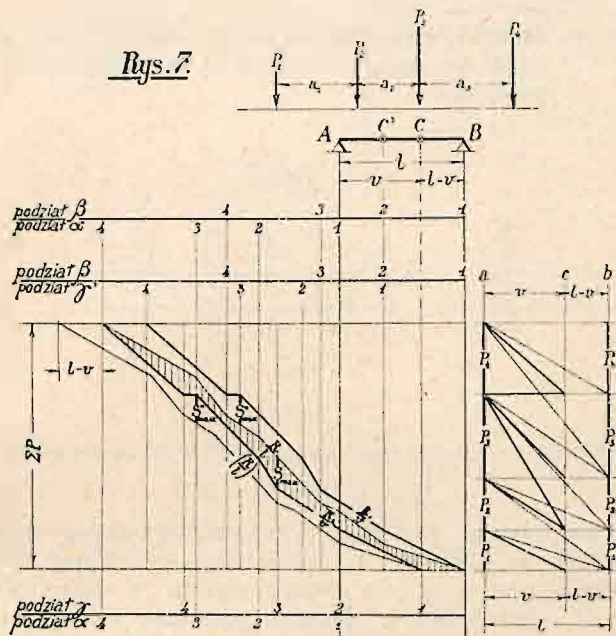
$$\left(\frac{R}{l} - \frac{R_2}{v} \right).$$

Wykreśliwszy oddzielnie wieloboki $\frac{R}{l}$ i $\frac{R_2}{v}$, otrzymamy wielkość S w każdym miejscu, jako różnicę rzędnych obu powyższych wieloboków.

Wielobok $\frac{R}{l}$ znamy już z wykresów dla sił poprzecznych. Wielkość R_2 ma dla długości v to samo znaczenie, jak R dla długości l ; wielobok $\frac{R_2}{v}$ kreślić będziemy zatem taksamo, jak wielobok $\frac{R}{l}$ tak, jak gdyby rozpiętością belki była długość $AC = v$.

Przyjmując (rys. 7) tę samą rozpiętość belki i schemat obciążenia, jak poprzednio, wyznaczono podziałce α i β a na 2 pionowych a i b wieloboki sił i wykreślono w znany sposób wielobok $\frac{R}{l}$. Następnie wyznaczono podziałce γ , który wraz z podziałcem α daje system pionowych dla wieloboku $\frac{R_2}{v}$; proste poziome w wieloboku sił, łączące końce poszczególnych ciężarów wyznaczają na pionowej c (wykreślonej w położeniu odpowiadającym położeniu przekroju badanego) wielobok sił,

identyczny z wielobokami sił w pionowych a i b ; zapomoć wieloboków sił w pionowych a i c wykreślono wielobok $\frac{R_2}{v}$ oparty na podziałach γ i α . Różnice rzędnych obu powyższych wieloboków, odczytane w przyjętej podziałce sił dają wielkość S . Na rys. 6 (wielobok S) i na rys. 7 przyjęto tę samą podziałkę sił; odnosząc więc różnice rzędnych wieloboków $\frac{R}{l}$ i $\frac{R_2}{v}$ do osi poziomej otrzymamy wielobok S wykreślony na rys. 6.



Dla odwrotnego porządku ciężarów przeprowadzimy badanie na podstawie znanego już prawidła o 2 przekrojach symetrycznych; zachowując mianowicie pierwotny porządek ciężarów badać będziemy przekrój symetryczny C' . Równanie (5) ustawione dla dowolnego przekroju otrzymuje dla przekroju C' [dla którego $v' = (l - v)$] kształt:

$$M' = S'(l - v) \quad (7)$$

a współczynnik kierunkowy prostej S' jest:

$$R - \frac{R_2 \frac{l}{l-v}}{l}$$

Chcąc otrzymać wielkość momentu mnożylibyśmy tutaj wielkość S' przez $(l-v)$; aby móc porównywać wielkości momentów przez porównywanie wielkości S (rzędnych wykresu) wyznaczymy wykres nie dla S' , ale dla:

$$S^0 = \frac{l-v}{v} S', \text{ a wtedy:}$$

$$M' = \frac{v}{l-v} S^0 (l-v) = S^0 v.$$

Współczynnik kierunkowy równania dla S^0 jest:

$$\frac{R - R_2 \frac{l}{l-v}}{l} \times \frac{l-v}{v} = \frac{R \frac{l-v}{v} - R_2 \frac{l}{v}}{l}$$

skąd po podstawieniu $R_2 = R - R_1$ otrzymamy:

$$\frac{R \frac{l-v}{v} - (R - R_1) \frac{l}{v}}{l} = \frac{R_1}{v} - \frac{R}{l}$$

Wielobok $\frac{R_1}{v}$ wykreślimy w ten sam sposób, jak obydwaj poprzednie tak, jak gdyby rozpiętością belki była długość $BC' = v$. System pionowych dla tego wieloboku, oparty na podziałkach β i γ' jest, co łatwo na rysunku zauważyć, iden-

tyczny z systemem pionowych dla wieloboku $\frac{R_2}{v}$, przesunięty na prawo o długość $(l-v)$; ponieważ przytem wieloboki sił i ich odstęp są te same, jak poprzednio, stąd też wielobok $\frac{R_1}{v}$ jest identyczny z wielobokiem $\frac{R_2}{v}$, przesunięty względem tamtego o długość $(l-v)$ na prawo. Różnice rzędnych wieloboku $\frac{R_1}{v}$ i wykreślonego już wieloboku $\frac{R}{l}$ dają wielkość S^0 , która, pomnożona przez v daje dla każdego położenia wielkość momentu w przekroju C przy odwróconym porządku ciężarów.

4. Wykres największych momentów.

a) Wykres przybliżony.

Przybliżony wykres największych momentów otrzymamy, podobnie jak przedtem, wyznaczając największości dla pewnej ilości dowolnie obranych przekrojów belki. Stosując do ich wyznaczenia sposób podany na rys. 7 zauważmy, że wielobok $\frac{R}{l}$, niezależny od podziału γ , a więc od położenia przekroju, jest dla wszystkich badanych przekrojów wspólny. Zauważmy dalej, (rys. 7), że, jeżeli wykres dla odwróconego porządku ciężarów, a więc wielobok $\frac{R_1}{v}$ wraz z wielobokiem $\frac{R}{l}$, przesuniemy w kierunku poziomym o długość $(l-v)$ na lewo, to wielobok $\frac{R_1}{v}$ wpadnie na $\frac{R_2}{v}$ a wielobok $\frac{R}{l}$ zajmie nowe położenie $(\frac{R}{l})$. Wykres sam pozostał niezmienny a zmieniło się tylko jego położenie na rysunku. Wynika stąd, że zamiast kreślić wieloboki $\frac{R_2}{v}$ i $\frac{R_1}{v}$ możemy wykreślić wielobok $\frac{R_2}{v}$, a podwójnie wielobok $\frac{R}{l}$, wyprowadzając go raz od podpory B , drugi raz z przekroju C .

Na podstawie tego wykreślono (rys. 8) dla tej samej rozpiętości belki i obciążenia jak poprzednio¹⁾ — najpierw wielobok $\frac{R}{l}$ a następnie wieloboki $\frac{R_2}{v}$ dla 3 przekrojów I, II, III, (podział „ α ” jest dla wszystkich przekrojów wspólny).

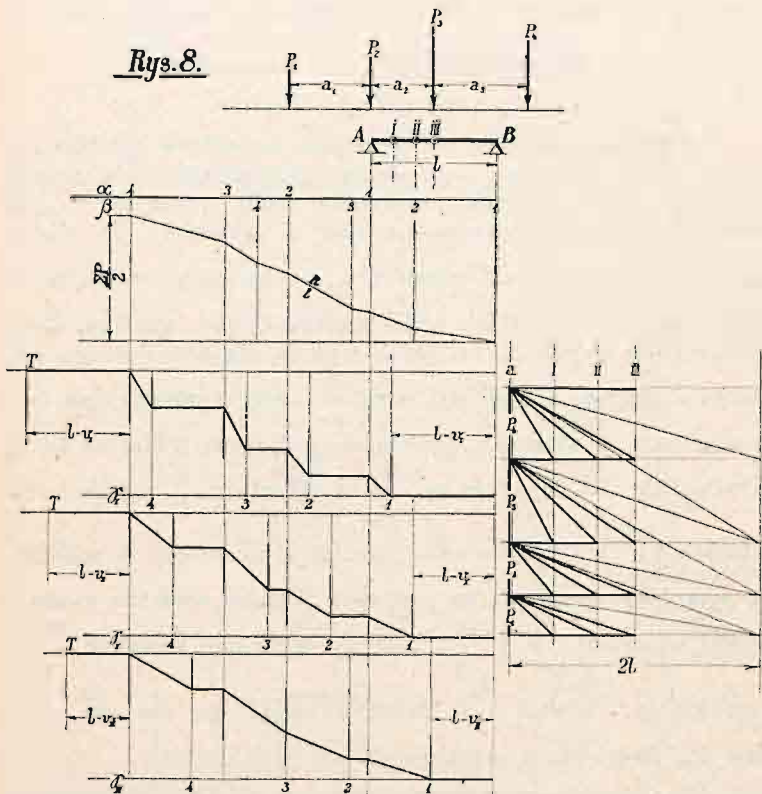
Wykreśliwszy na kalce wielobok $\frac{R}{l}$ wraz z pionowami w jego punktach końcowych, ustawiać go będziemy dla każdego przekroju w dwóch położeniach, wyprowadzając go raz od podpory B , drugi raz z przekroju. Dla pewniejszego ustalenia kalki (wieloboku $\frac{R}{l}$), w drugim położeniu można dla każdego przekroju z góry oznaczyć położenie jego punktów końcowych (punkty T).

Zauważmy jeszcze na rys. 7, że dla pierwszego porządku ciężarów największości zachodzą w pionowych podziału γ , a wielkości ich odczytujemy nad wielobokiem $\frac{R_2}{v}$; dlatego też na rys. 8, wyróżniono grubością części pionowych podziałów γ I, II, III, na pewnej długości nad wielobokiem $\frac{R_2}{v}$. Dla odwrotnego porządku ciężarów występują największości (rys. 7) na pionowych podziału γ ; po przesunięciu wykresu o $(l-v)$ schodzi się podział γ' z podziałem α , a wielkości odczytujemy wtedy pod wielobokiem $\frac{R_2}{v}$; dlatego wyróżniono na rys. 8, pionowe po-

¹⁾ Na rys. 8 przyjęto („odległość biegunowa”) odstęp wieloboków sił dwukrotnie zwiększony; wskutek tego różnice rzędnych wieloboków odczytywać będziemy w podziałce dwukrotnie zwiększonej, tak, że jeżeli podziałka sił jest 1 cm = „ α ” tonn to różnice rzędnych odczytywać będziemy w podziałce 1 cm = „ 2α ” tonn.

działu α na pewnej długości pod wielobokiem $\frac{R_2}{v}$. W ten sposób mamy z góry oznaczone pionowe, na których w obu położeniach kalki szukać mamy największości. Przy pierwszym położeniu kalki uwzględniać będziemy pionowe nad wielobokiem $\frac{R_2}{v}$, przy drugim pionowe pod tym wielobokiem. Użytkowana z obu położeni kalki największa rozwartość cyrkla daje siłę, która, pomnożona przez długość v (różną dla każdego przekroju), daje moment największy, jaki przyjęty układ ciężarów wywoła w danym przekroju bez względu na porządek ciężarów.

Rys. 8.



Gdybyśmy wielkości S odczytywać chcieli jako momenty musielibyśmy albo:

1. przyjąć podziałkę sił „ v ” razy zwiększoną a że v jest dla każdego przekroju inne, stąd dla każdego z nich kreśliłobyśmy osobny wielobok sił;

albo też:

2. zmniejszać odległości biegunowe dla poszczególnych wieloboków v razy, co pociąga za sobą kreślenie wieloboku $\frac{R}{l}$ dla każdego przekroju z osobna.

Tu więc ujawnia się korzyść wprowadzenia wieloboku S , gdyż po jednorazowym wykreśleniu wieloboku $\frac{R}{l}$ posługujemy się dla wszystkich przekrojów jednym wielobokiem sił, zmieniając tylko „odległość biegunową” i pamiętając o tem, że otrzymane dla każdego przekroju S_{max} należy przez odpowiednie v pomnożyć.

Wyznaczywszy w podany sposób największe momenty we wszystkich badanych przekrojach (na połowie belki) nanieśliemy je w dowolnej podziałce w odpowiednich przekrojach, otrzymując w ten sposób przybliżony wykres największych momentów, ważny z powodu symetrii także dla drugiej połowy.

b) Wykres dokładny.

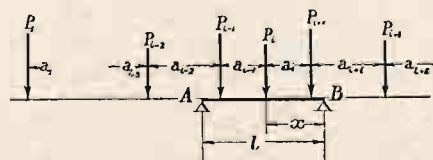
Dokładny wykres największych sił poprzecznych uzyskaliśmy, wychodząc z zasadniczego prawidła, które mówi, że dla największości jeden z ciężarów ma stać na przekroju. Prawidłó to stosuje się — jak wiemy — także do momentów; jeżeli więc — podobnie jak przedtem — wyznaczmy dla każdego ciężaru

wykres momentów pod nim powstających, to dla obciążenia złożonego z „ n ” ciężarów otrzymamy „ n ” wykresów, które odniesione do wspólnej osi dadzą kontur zewnętrzny, jako wykres największych momentów.

W celu wyznaczenia linii momentów dla pewnego ciężaru P_i , oznaczymy położenie układu ciężarów przez odstęp x ciężaru P_i od podpory B (rys. 9) i wprowadzmy następujące oznaczenia:

- M_i = moment powstający pod ciężarem P_i .
- O_A^i = oddziaływanie, występujące równocześnie na podporze A .
- M_i = moment statyczny ciężarów znajdujących się na belce na lewo od ciężaru P_i ze względu na jego położenie.

Rys. 9.



Moment powstający pod ciężarem P_i wyraża się związkiem:

$$M_i = O_A^i (l - x) - M_i \quad \dots \quad (8)$$

a więc dla każdego położenia przez oddziaływanie, wywołane równocześnie na podporze A ; jeżeli więc wykreśliśmy najpierw linię oddziaływań w A dla danego ciężaru (tj. linię oddziaływań w A występujących podczas przejazdu danego ciężaru przez belkę) to z niej otrzymamy na podstawie równania (8), szukany wykres momentu dla tego ciężaru. Każdej bowiem rzędnej wykresu oddziaływań odpowie pewna wartość momentu M_i .

Przyjmując rozpiętość belki i schemat obciążenia jak poprzednio, rozpatrzmy szczegółowo wykres momentu dla ciężaru P_3 (rys. 10). Wielobok oddziaływań w A dla tego ciężaru wykreśliłmy już na rys. 4; jest on — jak wiemy — częścią pełnego wykresu oddziaływań w A zamkniętą między dwoma punktami podziałów α i β oznaczonymi wskaźnikiem „3”. Wykres ten przeniesiono na rys. 10 w $1\frac{1}{2}$ krotnem powiększeniu.

Wykres oddziaływań składa się z prostych, a każdej z nich odpowie w wykresie momentów M_i parabola 2-go rzędu, ważna na tej samej długości, na której ważna jest odpowiadająca jej część linii oddziaływań.

Dla wszystkich położeni ciężaru P_i (wartości zmiennej x), przy których na lewo od niego niema na belce żadnego ciężaru) w danym przykładzie w przedziałach e, f , jest: $M_i = 0$ a wtedy:

$$M_i = O_A (l - x) \quad \dots \quad (9)$$

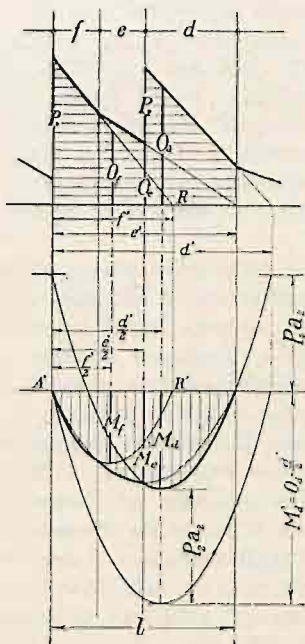
Do wykreślenia parabol odpowiadającej równaniu (9) musimy znać jej punkty zerowe, położenie jej osi i jej maximum (rzędna w osi). Wyrażenie $O_A (l - x)$ staje się zerem:

1. gdy $O_A = 0$, tj. w punkcie, w którym prosta linii oddziaływań przecina oś poziomą;
2. gdy $x = l$ tj. na podporze A .

Na tej podstawie przedłużono na rys. 10 prostą wykresu oddziaływań w przedziale f do osi poziomej a punkt przecięcia się R odniesiono do wykresu momentów otrzymując R' ; punkty R' i A' są punktami zerowymi parabol dla przedziału f . Największość M_i wystąpi w środku między punktami A' i R' a jej wielkość otrzymamy na podstawie równania (9) mnożąc rzędna lini oddziaływań O_f przez $(l - x) = \frac{f'}{2}$. W ten sposób wykreślono parabolę dla przedziału „ d ”. Jeżeli przed ciężarem P_i znajdują się na belce jeszcze inne ciężary (w danym przykładzie w przedziale „ d ”) to wykreśliwszy najpierw

w znany sposób parabolę $O_1(l-x)$ dla danego przedziału, mamy (według równania 8) od jej rzędnych odjąć stałą dla danego przedziału wartość M_i ; otrzymamy w ten sposób tę samą co przedtem parabolę, przesuniętą w górę o wielkość M_i ; która

Rys. 10.



dla przedziału „d“ równa jest $P_2 a_2$; możemy ją uzyskać bezpośrednio, kreśląc dla danego odstępów parabolę $O_1(l-x)$ odniesioną do osi, przesuniętą o wielkość M_i . Wartości obliczone M_i^{max} i M_i nanosić będziemy w dowolnie przyjętej podziałce momentów tej samej jednak dla wszystkich przedziałów.

Wykreślone parabole odpowiadające poszczególnym częściom linii oddziaływań dają kontur zewnętrzny, który jest szukaną linią momentów dla ciężaru P_3 (powierzchnia zakreślona). Poszczególne parabole przecinają się w tych samych pionowych, w których zmieniają się kierunki odpowiednich prostych linii oddziaływań, czyli, że moment pod danym ciężarem zmienia się według tej samej paraboli, jak długo te same ciężary znajdują się na belce.

Uzyskany wykres, wykreślony dla jednego porządku ciężarów, ważny jest z powodu symetrii belki także dla porządku odwrotnego; jeżeli bowiem układ ciężarów po przejściu przez belkę będzie cofał się to pod ciężarem P_3 , powtórzy się w odwrotnym porządku to samo, co było przy ruchu pierwszym. Gdybyśmy zatem obrócili wykres otrzymamy koło osi symetrii belki to otrzymamy wykres, który uzyskalibyśmy dla przejazdu od strony podpory B przy odwrotnym porządku ciężarów; połowki tego wykresu ważne są więc dla obu połówek belki.

Wyznaczymy w podany sposób linię momentów dla wszystkich ciężarów odniesiemy je do wspólnej podstawy (rozpiętość belki) otrzymując kontur zewnętrzny, który jest linią największych momentów dla jednego porządku ciężarów. Na zasadzie znanego już prawidła, obrócimy jedną połowę wykresu koło osi symetrii belki a uzyskany w ten sposób na połowie belki kontur zewnętrzny, jest dokładnym wykresem największych momentów, uwzględniającym tak jeden jak i drugi porządek ciężarów.

Sposób ten, wymagający kreślenia szeregu parabol najmniej może być pożyteczny w praktyce; podaje jednak, jak należałoby postąpić w celu uzyskania matematycznie dokładnego kształtu linii największych momentów.

W końcu zauważyć należy, że podane sposoby tak dla sił poprzecznych jak i momentów rozpatrywać można jako graficzne sumowanie rzędnych linii wpływowych; stąd można je stosować przy uwzględnieniu odpowiedniej podziałki do wyznaczenia tych wielkości, których linie wpływowe mają ten sam kształt (siły w pasach i krzyżulcach) a po odpowiednim przekształceniu także do belki wystającej i ciągłej — przegubowej.

Parę słów o naszych przepisach budowy mostów.

W miejsce „Tymczasowych przepisów budowy i utrzymania mostów drogowych“ z dnia 4. marca 1920 r. wchodzi obecnie w życie przepisy nowe, osnute na dawnych, ale też w kilku punktach różniące się od nich bardzo wybitnie.

Tendencje przy tworzeniu nowych przepisów szły w dwu kierunkach: w kierunku ujednostajnienia sposobów obliczenia poszczególnych konstrukcyj, oraz w kierunku ich ułatwienia i uproszczenia.

„Tymczasowe przepisy“ były dość niejednolite. Mosty żelazne i drewniane obliczane były na zasadzie innej niż mosty kamienne betonowe i żelbetowe. Przy pierwszych przyjęto mniejsze naprężenia dopuszczalne, normowane albo bezpośrednio, albo w częściowej zależności od rozpiętości. Przy drugich, naprężenia dopuszczalne, warunkowane wytrzymałością odpowiedniego materiału, były stosunkowo znacznie większe, natomiast ciężary ruchome należało zwiększać o 40%. Obciążenia te i tak znaczne, a w dodatku jeszcze zwiększane w tak wielkim stopniu, nie odpowiadały najzupełniej naszym warunkom i naszym rzeczywistym obciążeniom.

Przepisy obecnie ujednostajniają obliczenie. Obciążenie ruchome przyjęte jest mniejsze, a przecież w tej wielkości, że zwiększanie go o 40% stało się zbyt duże. Mianowicie dla pierwszej klasy przyjęty jest wałek 20 t (zamiast 23 t jak dotychczas) wedle fig. 1; poza wałkiem zaś tłum ludzi o wielkości 500 kg/m^2 . Dla poszczególnych rodzajów konstrukcji ujednostajniono naprężenia dopuszczalne, a to: dla konstrukcyj żelbetowych granice nieco mniejsze, dla żelaznych nieco je podnosząc. Przy przyjęciu tych granic uwzględniono doświadczenia poczynione w ciągu tych 5 lat, jakie dzielą nas od wydania

przepisów dotychczasowych, z naszymi mostami i naszymi materiałami konstrukcyjnymi.

O ile chodzi o tendencje w kierunku uproszczenia obliczenia, to dotychczasowe przepisy wymieniały cały szereg różnych ciężarów, na które trzeba było badać most — i to nieraz przy różnych naprężeniach dopuszczalnych jak np. dla konstrukcyj drewnianych. Nadto dla różnych klas były obciążenia bardzo rozmaite, co powodowało konieczność długiego

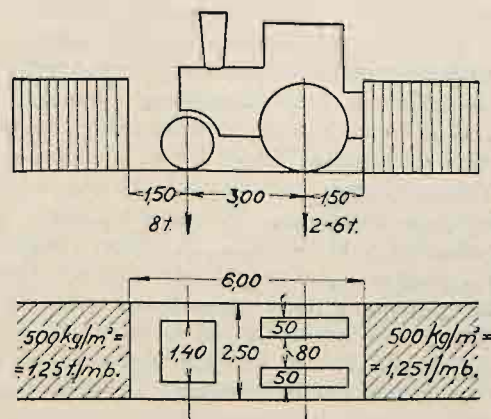


Fig. 1.

obliczania w każdym poszczególnym wypadku. Obecnie przepisy wprowadzają tylko jeden rodzaj obciążenia jezdni: mianowicie jego jednostką jest obciążenie pasa jezdni o szerokości 2,5 m (fig. 1).

Przy jezdni szerszej niż 2,5 m a węższej niż 5,0 m obciążenie zwiększa się proporcjonalnie do zwiększającej się szerokości jezdni, mianowicie współczynnik, przez który należy je pomnożyć, wynosi: $\alpha = 0,4 b$, gdzie b jest szerokością jezdni. Dla jezdni szerszej niż 5,0 m obciążenie zwiększa się wolniej i wynosi $\alpha = 1 + 0,2 b$. Odpowiada to przyjęciu, że dla większej szerokości jezdni jest mniejsze prawdopodobieństwo obciążenia jej całości największymi ciężarami.

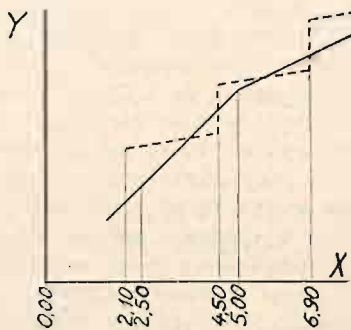


Fig. 2.

Fig. 2 przedstawia szkicowo przeniesienie obciążenia poprzeczniczy wedle dotychczasowych przepisów (linja kreskowana) i wedle nowych (linja pełna). Na osi X odcięte są szerokości jezdni, na osi Y obciążenia mostu dla pewnego wypadku.

Dalsze uproszczenie polega na tem, że dla II. kl. obciążenie jest takie same, ale mnożone przez współczynnik $\varphi = 0,8$, dla III. kl. zaś przez współczynnik $\varphi = 0,4$. Po obliczeniu zatem odpowiednich tablic dla I. kl. niema żadnych kłopotów

z obliczeniem mostów innych klas tej samej konstrukcji. Osobiście wolałbym dla mostów III. kl. współczynnik nieco wyższy, jednak zastrzeżenie to ma znaczenie dopiero dla większych mostów.

Przypatrując się tym obciążeniom dochodzimy do następujących rezultatów: Jest ciężki wóz (wałek), którego wpływ daje się specjalnie odczuć: 1. na małych mostach, 2. na pomoście, podłużnicach i poprzecznicach mostów większych, 3. w tych częściach konstrukcyjnych, których linje wpływowe mają krótkie gałęzie jednego znaku o znacznych rzędnych. Jest to słuszne, gdyż taki ciężki wałek, względnie inny ciężar, może rzeczywiście znaleźć się na moście. Pozatem jest tłum ludzi, który dla mostów o $l < 50$ m dość dokładnie zgadza się z obciążeniem automobilami, rozmieszczonemi w odstępach (por. przepisy z 1920 r.). Natomiast uproszczenie samo rzuca się w oczy.

Zaznaczę tu, że niemieckie normy obciążenia mostów drogowych, ustalone przez D. I. N. idą mniej więcej w tym samym kierunku, ale znacznie mniej konsekwentnie, natomiast propozycje H. Hussey'a, dotyczące obciążeń mostów drogowych w Ameryce bardzo zbliżają się do nowych norm polskich.

Pozostałe zmiany dotyczą głównie naprężeń dopuszczalnych, sposobu obliczeń, a wreszcie szczegółów konstrukcyjnych.

Wiele szczegółów uzgodniono z Ministerstwem Koleji. W ten sposób zwolna realizuje się jeden z tak słusznych postulatów prof. Hubera (*Czasopismo Techniczne* 1925, Nr. 20).

Układ ogólny uległ zmianie o tyle, że dawniejszy dział: „mosty i filary betonowe i żelbetowe“ rozdzielono na dwa, mianowicie na „betonowe“ oraz na „żelbetowe“, przez co rzecz została ujęta bardziej celowo.

Kończę na tych paru uwagach, odkładając podanie odpowiednich tablic do innego razu.

St. Bryła.

Inż. Karol Stadtmüller.

Ustalenie polskiego słownictwa rzemieślniczego.

Dotychczas miałem już sposobność przedstawienia sprawy polskiego słownictwa technicznego, tak w zarysach ogólnych, jak i szczególnych, np. słownictwa rzemieślniczego, zasad ustalenia słownictwa żeglarskiego itp.

Całe słownictwo techniczne można podzielić na dwie grupy: 1. słownictwo naukowe, 2. słownictwo rzemieślnicze. Pomiedzy te dwie grupy wciska się może trzecia grupa: słownictwa przemysłowo-fabrycznego, sięgająca do obu pierwszych grup.

Najdawniejsze słownictwo techniczne występuje w pierwszych pomnikach piśmiennictwa technicznego polskiego, a więc w książkach: Grzepkiego *Geometria* (Kraków 1566), Strumieńskiego *O sprawie, sypaniu, wymierzaniu i rybieciu stawów* (Kraków 1573), Solskiego *Geometra polski* (Kraków 1683, 4 i 6) i *Architekt polski*, (Kraków 1663), X. Sierakowskiego *Architektura* (Kraków 1812) i t. d. Jednym z pierwszych słowników technicznych jest *Podczaszyńskiego Nomenklatura architektoniczna* (Warszawa 1843, II wyd. 1854), *Kozłowskiego Słownik leśny, bartny, bursztyniarski i orylski* (Warszawa 1846) i t. d. Jednym z pierwszych słowników rzemieślniczych jest *Wywialkowskiego Słowniczek czcionkarstwa polskiego*, (Warszawa 1881), *Brucenalskiego Terminologia kłodkarska*, (Kraków 1893) i t. d. Używam zwrotu „jednym z pierwszych słowników“ dlatego, że nie mówiąc o korzystaniu z prac dotychczas mało znanych, materiały słownikowe znajdował się już w dawnych dziełach ogólnych, nietechnicznych lub w pracach technicznych, w których autor często na końcu dzieła zestawiał użyte w niem wyrazy, np. Sierakowski, a więc tem samem tworzył słowniczek. W ten sposób z biegiem czasu wytworzyło się słownictwo techniczne, a zarazem słowniczki z poszczególnych dziedzin techniki i rzemiosł. Pomimo tego, że prac słownikarskich nie można porównywać z sobą, gdyż jedne są owocem pracy całego życia (Linde, Karłowicz-Kryński-Niedźwiecki i i.), inne zaś nie wymagały takiego nakładu pracy, w każdym razie cie-

kawa będzie wiadomość, że ilość słowników technicznych przekracza znacznie liczbę 100 (a mianowicie 117). Z powyższej ilości przypada na Warszawę 48 słowników (w tem 5 wyłącznie rzemieślniczych); na Kraków 35 (w tem 14 rzemieślniczych); na Lwów 20 (1 rzemieślniczy); na Poznań 8; na Wilno 2; wreszcie na Łódź, Dąbrowę Górniczą, Wieliczkę i Zürich po 1 słowniku.

Prace te obejmują prawie wszystkie dziedziny techniki; należy jednak stwierdzić, że na określenie pewnych pojęć nie powtarzają się w nich te same wyrazy, lecz różni autorowie na to samo pojęcie przedmiotu lub czynności podają często różne nazwy. Ta właśnie rozbieżność terminologii skłoniła V Zjazd Techników Polskich (w r. 1910) do polecenia osobnej Komisji opracowania pierwszego i dotąd, niestety, jedyne uchwalonego słownictwa rzemieślniczego, obejmującego obróbkę metali, a mianowicie: kowalstwo, kotlarstwo żelazne, ślusarstwo, kotlarstwo miedziane, blacharstwo i obrabiarki. Część II miała być poświęcona obróbce drzewa. Od czasu tej uchwały mija rok 12-ty, nasze stanowisko polityczne zasadniczo się zmieniło, prac słownikowych przybywa, a jednoświ w słownictwie niema. Powinniśmy zaradzić temu i to jak najprędzej. Nie idzie o usunięcie obecnej gwary rzemieślniczej, lecz o ustalenie polskiego słownictwa rzemieślniczego wogóle. Praca ta, oczywiście, powinna być wykonana wspólnymi siłami, przez ogół techników polskich, a uchwalona przez Zjazd, na wniosek Komisji słownikowej Akademii Nauk Technicznych w Warszawie.

Wróćmy do słownictwa rzemieślniczego, uchwalonego przez V Zjazd Techników. Przedewszystkiem nasuwa się pytanie, czy ono obowiązuje nas dzisiaj? Kwestja ta wyłoniła się z tego powodu, że delegat Komisji słownikowej Akademii Nauk Technicznych w Warszawie, prof. Mierzejewski przysłał mi niedawno do zaopiniowania materiały, tyczące się słownictwa rzemieślniczego, a zebrane przez Główny Zakład Inżynierjino sa-

perski. Wobec wątpliwości w łonie Komisji słownikowej Towarzystwa Technicznego w Krakowie, zwróciliśmy się do Akademii Nauk Technicznych z prośbą o wyjaśnienie. Akademia odpowiedziała, że nie uważa za obowiązujący żadnego z dotychczasowych słowników rzemieślniczych ani technicznych. Wobec tego mamy zupełną swobodę wyboru najodpowiedniejszych wyrażeni. Uchylając się przed autorytetem Akademii Nauk Technicznych, sądzę jednak, że uchwalone słownictwo rzemieślnicze zawiera naogół wiele materiału, który napewno stanowić będzie część słownika, do którego ustalenia dążymy; pewna zaś część wymagałaby przedyskutowania. Podzielmy ją na trzy grupy słów, a mianowicie:

I. płaskoszczypy, krągłoszczypy, ostroszczypy i t. p.

II. strugiel, struglic, strudlarka i t. p.

III. lipione, zlipne żelazo, zatem czasownik lipić.

Ad I. Jednowyrazowe określenie jakiegoś narzędzia lub czynności jest ze względów praktycznych najlepsze, dlatego utworzono terminy w rodzaju płaskoszczypów i t. p. Mają one jednak tą wadę, że, jako rzeczowniki złożone, niemile brzmią dla polskiego ucha, więc należałoby użyć raczej dwóch wyrazów, tj. w danym wypadku szczypce płaskie. Komplikuja sprawę dwa pytania: jaki wyraz odpowiadałby niemieckiemu „Zange“, obcęg i kleszcze, czy też szczypce? i czy możnaby użyć wyrazu „obcęgi“ ze względu na jego niemieckie pochodzenie? Przekonajmy się, jak różni autorowie określają czynności wymienionych trzech rodzajów narzędzi. Według Technologji Prof. Bykowskiego kleszcze są to narzędzia do uchwycenia i utrzymania materiału, zatem np. „Flachzange“ = kleszcze płaskie; jako odmianę kleszczy Prof. Bykowski podaje szczypczyki, osobno zaś na „Beisszange“, „Zwickzange“, „Kneipzange“, „Drahtzange“ podaje nazwy kleszcze ostre, szczypce, (obcęgi). Prof. Anczyz przy sposobności omawiania pieców tyglowych używa w Technologji metali wyrazu „kleszcze tyglowe“. Prof. Herzberg rozróżnia tylko „szczypce“ (Flachzange) oraz kleszcze kowalskie.

Z powyższych określeń okazuje się, że technolodzy nie zgadzają się ściśle w rozróżnianiu tych narzędzi.

Zwróćmy się do słowników ogólnych. Nie chciałibyśmy użyć Czytelników przytaczaniem w całej rozciągłości objaśnień, podanych przez najpoważniejsze słowniki polskie tj. Lindego i Kryńskiego. Z tych objaśnień, zresztą dalekich od pożądaney ścisłości, wynikałoby, że kleszcze, obcęgi i szczypce mogłyby być zarówno używane, bo (według Kryńskiego) „kleszcze“, to „rodzaj obcęgów, szczypce“, narzędzia różnych rozmiarów i postaci, służące do chwytania albo przytrzymywania, dalej do dziurawienia, piłowania, plombowania, szarpania, świdrowania, ukręcania, wyginania i wyjmowania.

Wobec braku szczegółowego sprecyzowania w powyższych słownikach, proponowałbym następujące:

Kleszcze, narzędzie służące do chwytania (zakleszczenia), np. Flachzange (kleszcze płaskie). Obcęgi, narzędzie do wyrwania (ciągnięcia) np. Nagelzange, obcęgi. Szczypce, narzędzie do ucinania (odszczypania), np. Beisszange, szczypce.

ad II. Nazwę strugiel i pochodne: struglic, struglarka itp. utworzono celem usunięcia używanego dotąd wyrazu hebel, jako pochodzącego z języka niemieckiego (Hobel). W tym wypadku sprawa jest skomplikowana, gdyż słowo hebel, heblować może mieć w języku polskim równie dobre prawo obywatelstwa, jak np. dach, blacha, drut i t. p. wyrazy, których przecież nikt nie usuwa. Ojciec literatury polskiej, M. Rej w „Wizerunku“ (wydanym w r. 1560) pisze: „stolarz tarcice hebluje“. Może najbardziej w dawnej Polsce znane dzieło, Biblia, w przekładzie Leopoldy (wyd. w r. 1561) i w przekładzie Wujka (wyd. w r. 1599) posługuje się także wyrazem „heblowany“. Linde zna tylko strug, który u niego znaczy „rzesak, nóż do rzeźniania, strugadlny nóż“; natomiast rosyjskie „strug, struzok“ tłumaczy wyrazem „hebel“. Dopiero słownik Kryńskiego (litera S wyd. w r. 1915) zawiera prócz struga także wyrazy strugiel, struglic i struglarka. Mimo tego, że Polacy przez kilka wieków używali tylko „hebła“, obecnie technicy są wyłącznie za strugiem, ewentualnie za strugiem.

ad III. Niemiecki wyraz Schweisseisen tłumaczono dotychczas słowami: żelazo spawane, spawalne lub zgrzewane, zgrzewalne. Przeciw oznaczaniu żelaza „spawaniem“ podnoszono zarzuty, jakoby spawanie odnosiło się tylko do łączenia desek i t. p. a nie żelaza. Linde zna tylko formę spajać to jest „skleić, zlutować, ściśle połączyć, spiąć“. Zarzut więc niesłuszny, bo desek się nie lutuje. Sama zaś forma „spawane“ jako oboczność do analogicznej napawać, jest zupełnie poprawna.

Słowo „zgrzewalny“ wyraża podwyższenie temperatury w jakiej się żelazo łączy, ale nie wyraża samej czynności łączenia. „Spawalny“ zaś wyraża czynność łączenia, ale zato nie uwzględnia wyższej temperatury, potrzebnej do wykonania tej czynności. Ponieważ zasadniczą rzeczą jest połączenie, byłbym raczej za słowem spawalny.

Przy ustalaniu słownictwa technicznego należałoby przestrzegać następujących zasad:

1. Należy pozostawić wyrazy pochodzące z języków klasycznych (termometr, manometr i t. d.).

2. Należy również pozostawić wyrazy pochodzenia niemieckiego, lecz oddawna używane w naszym języku (blacha, dach itd.).

3. Natomiast należy usunąć zupełnie obecną gwarę rzemieślniczą, przeważnie pochodzenia niemieckiego (flachcangi, borować i t. d.).

4. Decyzja w sprawie zaliczenia pewnego wyrazu do 2 lub 3 kategorii należy z natury rzeczy do językoznawców. Tutaj mogą oświadczyć, że Komisja językowa polskiej Akademii Umiejętności w Krakowie oświadczyła gotowość współpracy.

Zważywszy, że prace Komisji słownikowej Akademii Nauk Technicznych w Warszawie, jako bejmującej całokształt słownictwa technicznego polskiego, muszą oczywiście potrwać czas dłuższy, sprawa zaś ustalenia słownictwa rzemieślniczego jest bardzo pilną, zatem koniecznym jest wybranie osobnej Komisji, składającej się z delegatów wszystkich Towarzystw Technicznych w Polsce, dla ustalenia polskiego słownictwa rzemieślniczego.

Wiadomości z literatury technicznej.

Budownictwo wodne.

— **Fundacja jazów.** Najważniejszą częścią jazu jest naleźta i odpowiednia fundacja. Wymiary i sposób racjonalnej fundacji muszą odpowiadać następującym warunkom:

1. Fundacja powinna wykluczyć przesiąkanie wody ze stanowiska górnego do dolnego.

2. Fundacja powinna zabezpieczyć łożysko rzeki poniżej jazu przed wymywaniem dna, a więc przeciw tworzeniu się wybojów.

3. Naprężenia na grunt nie powinny przekraczać naprężeń dopuszczalnych.

Co do 1) należy zauważyć, że przez nieodpowiednie fun-

dowanie jazu, woda pod wpływem ciśnienia wytworzonego przez spiętrzenie, dostaje się z górnego stanowiska do dolnego. W ten sposób zmniejsza się energja zakładu wodnego, a nadto woda przesiąkając wypłukuje grunt pod fundamentem, co może spowodować zawalenie się jazu w dość krótkim czasie.

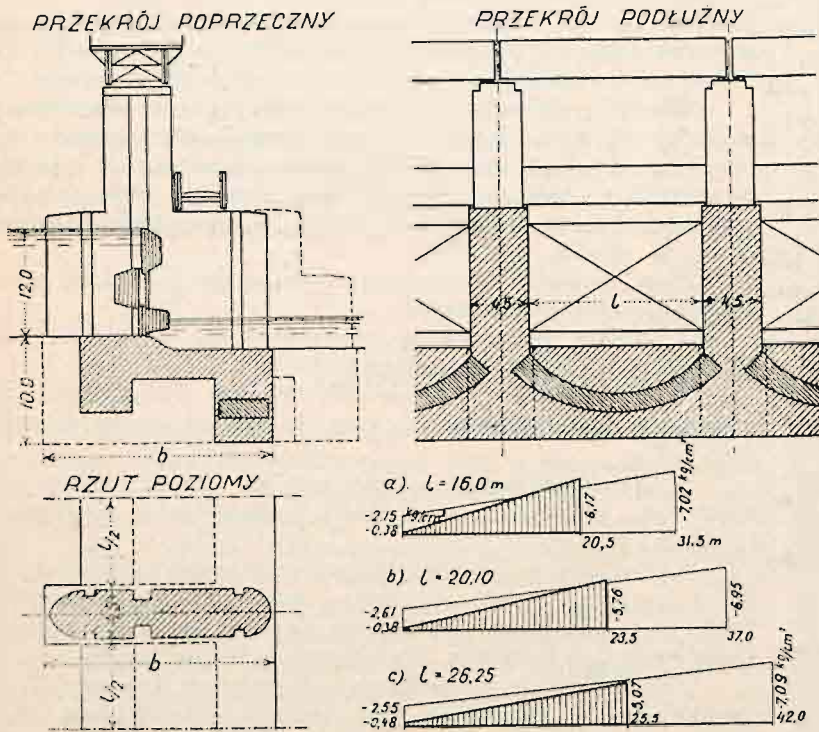
Przeciw temu zabezpieczyć się można przez: a) założenie fundamentu na warstwie nieprzepuszczalnej, o ile ta znajduje się niegłęboko; b) przez ścianki szczelne po obu stronach podłoża jazu założone, sięgające do warstwy nieprzepuszczalnej; c) w przypadku gdy grunt nieprzepuszczalny jest bardzo głęboko, natenczas przesiąkaniu wody zapobiec można przez bardzo szerokie podłoże, z kilkoma rzędami ścianek szczelnych, które przesiąkanie wody hamują do minimum. Tak zbudowany jest np. jaz w Limburgu w Holandji (*Gen. Civil* 1922).

Co do 2) praktyka wykazuje, że woda przelewająca się

przez jaz w czasie wezbrań z górnego do dolnego stanowiska tworzy wyboje, t. j. duże jamy dochodzące do znacznej głębokości, kilku a nawet kilkunastu metrów. To może doprowadzić do zawalenia się jazu, mimo że przy fundowaniu zabezpieczono się przeciwko przesiąkaniu wody, oraz naprężenia nie przekroczyły granic dozwolonych.

Tego niebezpieczeństwa unika się przez: a) bardzo szerokie, a więc drogie podłoże sięgające kilkanaście, a czasem kilkadziesiąt metrów w dół rzeki, albo bardzo szeroki narzut kamienny; b) przez odpowiednie ukształtowanie powierzchni podłoża, jak np. t. zw. poduszki wodne, względnie c) zastosowanie zasuw dzielonych, które mają na celu, przez odpowiednie obniżanie względnie podnoszenie zasów, zużyczenie żywej energii wody i wypuszczenie jej poza podłoże jazu zupełnie spokojnej i bez wirów.

Wymywanie dna rzeki, czyli tworzenie się wybojów, zależy głównie od gruntu. Przy gruncie skalistym, w ogólności przy gruncie zwięzłym nie ma wcale obawy o to, i wtedy podłoże może być jak najwyższe. Przy gruncie mniej zwięzłym jednakowoż mamy zbyt mało danych doświadczalnych, aby od razu orzec, jakie wymiary są wystarczające. Niektórzy inżynierowie



nierowie są zdania, że nie należy od razu dawać wymiarów za dużych, ze względu na koszty. Lepiej dać wymiary za szczupłe, a gdy okaże się potrzeba, t. j. gdy wyboje zaczną się tworzyć, wtedy można będzie dodatkowo przedłużać podłoże, zapożyczając bloków betonowych lub narzutu kamiennego, zalewanego betonem. Ten sposób jest dość często praktykowany jako ekonomiczny, gdyż kapitał zakładowy jest rozłożony na dłuższy okres czasu, przez co uzyskuje się oprocentowanie za dalsze wkłady, później wykonane.

Przy rozważaniu 3) warunku fundacji, należy odróżnić dwa przypadki: a) małe spiętrzenia 3—4 metrów i b) duże spiętrzenia, mogące sięgać nawet kilkunastu metrów. W przypadku a) względy konstrukcyjne wymagają wymiarów większych jak teoretyczne, wobec czego naprężenia na grunt nie przekraczają dopuszczalnych granic, a najczęściej są ich tylko drobnym ułamkiem. Badania statyczne w tym przypadku nie dają już prawie żadnej możliwości zaoszczędzenia na materiale, gdyż i tak zmniejszyć wymiarów konstrukcji nie można z powodów powyżej pod 1) i 2) wymienionych. W przypadku b) z powodu wielkiego naporu poziomego, przenoszenie się sił na grunt jest wielce niekorzystne, a wymiary fundamentów ze względu na naprężenia muszą być nieraz bardzo duże.

W dotychczas przyjętym sposobie fundowania jazów zamkniętych zasuwami (system Stoney'a) (rys.) wykonuje się zwyczajnie każdy filar osobno, a osobno próg jazu ruchomego, t. j. część znajdującą się pod zasuwami. W ten sposób, przy przyjmowaniu i przenoszeniu sił na grunt, działają oddzielnie te obie części jazu. Próg jazu ruchomego, czyli podłoże, przenosi na grunt tylko ciężar własny, ciężar zasuw, oraz ciężar wody nad nim się znajdującej. To obciążenie jest niewielkie w stosunku do powierzchni gruntu, na której ta cała część spoczywa, a przytem działanie sił jest w przybliżeniu pionowe, a zatem korzystne. Stąd też i naprężenia na grunt są bardzo nieznaczne. Część zaś druga t. j. filary prócz ciężaru własnego, stosunkowo dużego, do małej powierzchni podstawy, przenosi także ciężar kładki, wind, oraz parcie poziome wody na filar i na obustronnie przylegające zasuw. Wielkość parcia poziomego zależy od rozpiętości światła poszczególnych otworów między filarami i od kwadratu wysokości spiętrzenia.

Wypadkowa tych sił jest ukośna, trafia podstawę filara w miejscu niekorzystnym. Rozkład naprężeń jest trapezowy, a najczęściej trójkątny, a zatem bardzo niekorzystny, gdyż po jednej stronie naprężenia przekraczają dopuszczalne, a po drugiej dochodzi łatwo do otwarcia szwów. Aby temu zapobiec musi się podstawę fundamentu odpowiednio powiększyć. Wymiary podstawy, przy dużych spiętrzeniach (10-ciu i więcej metrów), wypadają bardzo duże, bo 20, 30 i 40 metrów, jak to na załączonym rysunku z rozkładu naprężeń jest widoczne.

Zbadaniem tego zagadnienia zajmowali się inżynierowie szwajcarscy Affeltranger i Staub, studując cały szereg jazów. Wyniki swych badań ogłosili w *Schweizerische Bauzeitung* Nr. 7 z 15. VIII. 1925. Stosują oni zasadę współdziałania podłoża jazu ruchomego (progu) z fundamentami filarów przy przyjmowaniu i przenoszeniu obciążeń na grunt. Uskutecznia się to przez połączenie podłoża z filarem w jedną konstrukcyjną całość. Ten sposób przypomina nieco współdziałanie płyt z belkami przy konstrukcjach żelazno-betonowych.

Należy więc w jakikolwiek sposób uskutecznić połączenie progu z filarami. Można to zrobić przy pomocy odwrotnych sklepień jak na załączonym rysunku, albo przy pomocy wkładek żelaznych tak, aby odnośna część progu tworzyła belkę ciągłą, obciążoną reakcją gruntu a podpartą filarami, albo można to uzyskać przez wsporniki wystające po obu stronach filarów.

Należy nadmienić, że uzyskanie takiej konstrukcji natrafia nieraz na bardzo znaczne trudności w wykonaniu. Najłatwiej wykonać to przy fundowaniu na sucho przy pomocy grodzy, w przypadku zaś betonowania pod wodą czy też przy zastosowaniu fundacji pneumatycznej wykonanie jest trudniejsze.

Na załączonym rysunku przedstawiona jest konstrukcja pewnego jazu.

Odległość przyczółków wynosi 118,5 m, a grubość filarów 4,5 m. Autorowie badali 3 przypadki rozwiązań:

- a) 6 otworów po 16,0 m + 5 filarów po 4,5 m
- b) 5 " " 20,10 " + 4 filary " 4,5 "
- c) 4 " " 26,25 " + 3 " " 4,5 "

Dla starego sposobu wykonania, t. j. gdy filary i próg działają oddzielnie, wymiary filarów wypadają niezmiernie duże bo 31,5 m, 37,0 m i 42,0 m. Natomiast dla sposobu proponowanego przez Affeltrangera i Stauba, t. j. gdy filary współdziałają z progiem w przenoszeniu na grunt naprężeń, otrzymano wymiary filarów w powyższych trzech przypadkach 20,5 m, 23,5 m i 25,5 m.

Z powyższego wynika, że przy takim samym podłożu, na filarach zaoszczędzić można ogromne masy materiału, na jednym tylko filarze około 600 m³ betonu względnie muru.

Na załączonym rysunku na prawo u dołu są wykreślone diagramy naprężeń na grunt dla tych wszystkich przypadków, bez uwzględnienia wyporu wody. Gdy się go uwzględni w wysokości 30%, cyfry największych naprężeń jeszcze się nieco

obniża, a mianowicie z 6,17, 5,76 i 5,07 na 5,92, 5,47 i 4,80 kg/cm^2 .

Z wykresów naprężeń prawie trójkątnych (zakreskowane) widać, że przy sposobie Affelträngera i Stauba długość fundamentów filarów nie tyle zależy od naprężeń dopuszczalnych, ile raczej od warunku, żeby nie nastąpiły od strony górnej wody ciągnięcia, a więc otwarcie się szwów. Wymiary zatem fundamentów filarów nastąpiła się z warunku, aby po stronie od górnej wody wystąpiły zawsze ciśnienia, chociażby nieznaczne (co na rysunku widzimy, a mianowicie 0,02, 0,38 i 0,48 kg/cm^2).

Inż. M. Mazur.

— **Ruch na kanale Suezkim w r. 1924.** Kanał przebyło 5121 okrętów o całkowitej tonaży 25,109.921 tonn. W porównaniu z rokiem 1923 przyrost tonaży wynosi 10%. Dla porównania podaje się, że całkowita tonaż statków w portach Londynu i Liverpoolu wynosiła w 1924 roku 15,152.254, względnie 11,194.192 tonn.

Akcje Towarzystwa kanału Suezkiego przedstawiają łączną wartość 22,416.757 funtów szterlingów i są w posiadaniu państwa Wielkiej Brytanji (*Ann. d. tr. publ. de Belgique* 1925, IV).

— **Nowy typ muru przegrody doliny** według inżyniera Gaëtaniego (*Annali dei Lavori publ.* 1924, XI i *Ann. d. tr. publ. de Belg.* 1925, IV). Kształt przekroju poprzecznego jak w murach pełnych działających ciężarem; oszczędność uzyskuje się przez wykonanie sklepionych komórek idących od górnej ku dolnej ścianie, wypełnionych kamieniem łamanym, żwirem i piaskiem, przyczem ciężar przegrody nie jest mniejszy od ciężaru przegrody betonowej.

Autor stwierdza, że kamień łamany wapienny o ciężarze 1 m^3 1670 kg ma próżni 0,378 m^3 , żwir rzeczny o ciężarze 1600 $kg/1 m^3$ 0,41 m^3 próżni, wreszcie piasek ważyący 1690 $kg/1 m^3$ ma 0,26 m^3 próżni. Zatem wypełnienie komórek będzie ważyć:

1 m^3 kamienia	1670 kg
0,378 m^3 żwiru	605 "
0,378 \times 0,41 m^3 piasku	262 "

razem 2557 kg ; praktycznie da się

jednak uzyskać tylko ciężar 2300 kg/m^3 , a więc nie mniejszy od ciężaru betonu.

W budowlu takiej musimy dać mur okładzinowy pełny z tustego betonu od strony górnej i mur okładzinowy od strony dolnej ze zwykłego betonu, których grubość rośnie ku dołowi. Filary na których opierają się sklepienia komórek zgrubiają się również ku dołowi. Mur taki wymaga o 40% mniej betonu i ma tę zaletę, że nie działa na niego wypór wody, gdyż wodę jaka może się z podłoża skalistego wciekać do komory wypełnionej kamieniem, żwirem i piaskiem, odprowadzi się na zewnątrz przez mur okładzinowy dolny.

— **Żegluga włosko-szwajcarska.** W Lugano odbyło się zebranie komitetu włosko-szwajcarskiego, który uznał potrzebę jaknajszybszego przeprowadzenia studjów nad wykonaniem drogi komunikacyjnej mieszanej (wodno-kolejowej) łączącej Ren przy jeziorze Czterech Kantonów z jeziorem Lago Maggiore i Adriatykiem z odgałęzieniem do Turynu i Morza Tyrreńskiego (j. w.).

— **Wystawa „białego węgla“ w Grenobli.** *Revue Scientifique ill.* podaje w numerze specjalnym szereg artykułów fachowych dotyczących wyzyskania sił wodnych, w związku z wystawą sił wodnych i turystyki w Grenobli, która w listopadzie b. r. została zamknięta.

Na wstępie członek Akademji nauk Rateau mówi o znaczeniu wyzyskania sił wodnych na całej kuli ziemskiej, które ocenia na 250 milionów koni motorycznych, z czego dotychczas zaledwie $\frac{1}{10}$ wyzyskano. Te 250 milionów mogłyby pokryć obecne zapotrzebowanie siły. Siły wodne francuskie ocenia na 8 milionów koni, z których wyzyskano 1,350.000, a w toku ujęcia jest 450.000 koni, tak, że w krótkim czasie wyzyska się łącznie 1,800.000 koni. Autor ocenia zapotrzebowanie siły we Francji na 10 milionów koni, zatem wyzyskanie wszystkich sił wodnych nie wystarczy do pokrycia. Wobec tego, przy dalszym rozwoju potrzeb, trzeba będzie wobec szczupłości zapasów węgla, które według dotychczasowych badań wystarczają na kilka setek lat, i zapasów nafty, które wystar-

czą może na kilka dziesiątek lat, sięgnąć do nowych źródeł energii, jak wiatru, przypływu i odpływu morza, fal, promieniowania słońca, ciepła wnętrza ziemi i t. p.

Autor nawołuje: Wykonujemy jaknajwięcej zakładów o sile wodnej, gospodarujemy oszczędnie paliwem — uprawiamy jaknajusilniej naukę, popierajmy wszelkimi środkami odkrycia i wynalazki i starajmy się wprowadzić je w życie!

Następują artykuły o samej wystawie, źródłach energii, problemie finansowym białego węgla, zagospodarowaniu sił wodnych, historii studjów hydrodynamicznych we Francji, o turbinach, wreszcie o elektryfikacji wsi, kolei i rozdziale energii elektrycznej.

Dr. M. M.

Drogi.

— **Międzynarodowa Wystawa Drogowa** zostanie urządzoną, w związku z V-tym Międz. Konkresem Drogowym — w Medjolanie we wrześniu 1926. Oto jej program (*Bull. de C. de la Route* 1925, 105).

Klasa I.: Administracja. Towarzystwa. Szkoły.

Kategoria A: Organizacja służby drogowej w rozmaitych państwach. Sekcja 1-sza: Ustawodawstwo. Organizacja techniczna i administracyjna. S. 2-ga: Przepisy porządkowe ruchu. Sprawy opłat od pojazdów.

Kat. B: Służba drogowa w administracji państwowej, kolonialnej, powiatowej, gminnej i prywatnej. S. 1-sza: Biura. Budżety. Mapy. Opisy i fotografie. S. 2-ga: Statystyka techniczna i gospodarza ruchu i przewozu.

Kat. C: Instytuty techniki drogowej. S. 1-sza: Szkoły specjalne. S. 2-ga: Stacje badawcze. Jezdnie doświadczalne.

Kat. D.: Stowarzyszenia propagandowe i turystyczne. S. 1-sza: Kluby turystyczne, samochodowe, kolarskie itp. S. 2-ga: Stowarzyszenia o celach specjalnych: zwalczanie kurzu, handlowe itp.

Kl. II. Zakłady stałe.

Kat. A: Wyrób surowców drogowych. S. 1: Kamienie. S. 2: Materjały węglowodorowe. S. 3: Wapno, cement, i t. d. S. 4: Glinki wypalane.

Kat. B: Wyrób materjałów drogowych. S. 1: Kamienie. S. 2: Materjały węglowodorowe. S. 3: Aglomeraty hydrauliczne. S. 4: Drzewo.

Kat. C: Niszczanie zanieczyszczeń drogowych i odpadków gospodarstwa domowego.

Kl. III. Narzędzia i maszyny.

Kat. A: Maszyny umyślne dla prac przygotowawczych. S. 1: Maszyny dla robót ziemnych, dla ubijania, kopania rowów dla drenów, zakładania ich i dla przeciągania kabli pod brukiem. S. 2: Maszyny do usuwania starej nawierzchni (wiertarki, tarany, piły i t. d.) i do żwirówek (plugi żwirowe, i t. d.).

Kat. B: Maszyny dla wyrobu materjałów drogowych. S. 1: Kamiennych (miażdżarki, sita i t. d.). S. 2: Węglowodorowych (suszarki, mieszkarki i t. d.). S. 3: Cementowych (mieszarki, prasy i t. d.).

Kat. C: Maszyny dla wykonania nawierzchni. S. 1: Z kamienia (wałki itd.). S. 1: Węglowodorowe (wałki, piece, maziowanie powierzchniowe). S. 3: Cementowo-betonowe. S. 4: Różne.

Kat. D: Maszyny do utrzymania nawierzchni. S. 1: Usuwanie śniegu (plugi, topienie itd.). S. 2: Oczyszczanie z kurzu i błota (szczotki, itd.). S. 3: Usuwanie zanieczyszczeń i odpadków gospodarstwa domowego. S. 4: Skrapianie (beczkowozy, węże i t. d.).

Kl. IV. Materjały do budowy i utrzymania.

Kat. A: Kamienie. S. 1: Brukowiec. S. 2: Żwir.

Kat. B: Materjały węglowodorowe. S. 1: Skąły bitumiczne. S. 2: Asfalt naturalny płynny, olej skalny. S. 3: Maź i smoła. S. 4: Bitumy.

Kat. C: Lepiszczą niewęglowodorowe. S. 1. Wapno i cement. S. 2: Krzemiany i t. d.

Kat. D: Materjały pozostałe. S. 1: Mat. wyrabiane na zimno. S. 2: Mat. wypalane. S. 3. Uzbrojenia żelazne dla betonu. S. 4: Drzewo.

Kl. V. Sposoby użycia materiałów w budowie i utrzymaniu dróg.

Kat. A: Bruki. S. 1: Z kamieni naturalnych. S. 2: Z kamieni sztucznych. S. 3: Z drzewa.

Kat. B: Konglomeraty. S. 1: Kongl. cementowe. S. 2: Kongl. węglowodorowe. S. 3: Asfalty ubijane.

Kat. C: Żwirówki. S. 1: Maziowanie powierzchniowe (maż, oleje mineralne, walka z kurzem itd.). S. 2: Żwirówki krzemianowe. S. 3: Inne rodzaje żwirówek.

Kat. D: Urządzenia pomocnicze. S. 1: Wodościki kanałowe i odprowadzenie wody. S. 2: Aparaty. S. 3: Oświetlenie ulic.

Kat. E: Chodniki. Chodniki (wyspowe) ochronne i wzdłuż jezdni. Pobocza. Chodniki ruchome.

Kl. VI.: Części pojazdów w związku z drogą i z ruchem.

Kat. A: Samochody. S. 1: Obręcze. S. 2: Sprężyny, amortyzery, hamulce, urządzenia przeciwślizgowe. S. 3: Latarnie. S. 4: Sygnały akustyczne. Znaki chyżościowe i przystankowe. S. 5: Błotniki, odkurzacze.

Kat. B: Zaprzęgi. S. 1: Obręcze. S. 2: Sprężyny. S. 3: Kucie zwierząt.

Kl. VII. Tramwaje. Tor i wozy.

S. 1: Tor i nawierzchnia jezdni. S. 2: Materiał toru. S. 3: Tory napowietrzne a droga.

Kl. VIII. Autobusy dla miast i ich okolic.

S. 1: Typy pojazdów. S. 2: Dane eksploatacyjne (dochody, wydatki, itd.).

Kl. IX. Ruch drogowy.

Kat. A: Oznaczenie dróg i sygnały. S. 1: Nazwy miejscowości. Drogowskazy. Oznaczenie dróg liczbami itd. Graniczniki. S. 2: Mapy samochodowe i turystyczne, przekroje dróg itd.

Kat. B: Środki bezpieczeństwa. S. 1: Przejazdy w poziomie. S. 2: Porządkowanie ruchu wielkiego w miastach.

Kl. X. Przyrządy pomiarowe dla badań laboratoryjnych.

Kat. A: Przyrządy pomiarowe na jezdniach. S. 1: Przyrządy do pomiaru działań dynamicznych ruchu. S. 2: Przyrządy do pomiarów zużycia się nawierzchni.

Kat. B: Maszyny do sporządzania okazów próbnych i do badań laboratoryjnych. S. 1: Dla skał. S. 2: Dla materiałów węglowodorowych. S. 3: Dla lepiszczy hydraulicznych. S. 4: Dla różnych innych materiałów i wyrobów.

Kl. XI. Rozwój drogi.

Kat. A: Droga podczas wojny światowej. S. 1: Budowa i utrzymanie dróg wojennych. S. 2: Ruch drogowy podczas wojny.

Kat. B: Droga nowoczesna.

Kat. C: Droga w przyszłości.

Kat. D: Piękno drogi.

Kl. XII. Prasa a droga.

Kat. A: Prasa techniczna. S. 1: Wydawnictwa stowarzyszeń, instytutów itd. S. 2: Prasa periodyczna.

Kat. B: Prasa turystyczna. S. 1: Wydawnictwa stowarzyszeń. S. 2: Periodyczne. S. 3: Przewodniki.

Zakres wystawy, jak wynika z powyższego spisu, jest bardzo szeroko pomyślany. A ponieważ spodziewać się wolno, że będzie w ten sam sposób i zrealizowany, wystawa będzie niewątpliwie bardzo bogata, zajmująca i pouczająca, zwłaszcza dla Polaków, którzy naogół mieli mało sposobności zetknąć się z najnowszymi sprawami drogowymi. Dlatego wszystkie instytucje i urzędy powinny dopomóc bardzo skutecznie tym osobom, które pragnęłyby zwiedzić wystawę, a które mają odpowiednie kwalifikacje fachowe.

Min. R. P. przez swój Depart. Drogowy powinno zorganizować obesłanie tej wystawy. Bo jakkolwiek Polska znajdzie się tam na szarym końcu, to przecież nieobecna być nie może.

Artur Kühnel.

Mosty.

— Ulepszenie sposobu Schönhöfera podziału łuku podaje Mayer w *Bauingenieur* (1925, str. 467). Dotychczas ten podział

robiliśmy próbując, Mayer podaje sposób wyznaczenia Δs dokładnie bez prób.

— Chińskie przepisy dla projektowania mostów świeżo wydane omawia inż. Slotnarin, docent Politechniki w Woosung (*D. Bauing.* 1925, str. 421). Pociąg normalny składa się z dwu parowozów i jaszczyków, kominami naprzód. Parowozy są pięciosiowe. Pierwsza oś wywiera ciśnienie 11·25 t, następne po 22·5 t. Odstęp podkładów w świetle nie może być większy, niż 10 cm. Wpływ wstrząśnień uwzględnia się dodatkiem $\Delta \sigma$ do naprężenia statycznego σ , przy czym $\Delta \sigma = \sigma \frac{2800}{2800 + l^2}$, gdzie l

oznacza długość obciążenia belki w m. Siła hamowania:

$$H = \left[\frac{3}{4} \left(4 - \frac{l}{30} \right)^2 + 12 \right] \frac{P}{100},$$

gdzie P oznacza obciążenie pionowe. Naprężenia dopuszczalne są dla ciągnięć 1150, ciśnienie osiowe 1150—42 $\frac{l}{i}$ dla końców utwierdzonych, a 1150—56 $\frac{l}{i}$ dla końców przegibnych, na zginanie 1150, drzewo 80 kg/cm². Długość prętów ciśnionych głównych nie może przenosić 100 i , dla tężników 175 i . Dla belek blaszanych przy obliczeniu I nie należy uwzględniać ścianki. Dla obliczenia pasów belek blaszanych naprężenie dopuszczalne wynosi 1150—140 $\frac{l}{b}$, gdzie l oznacza długość niepodpartą pasu, b jego szerokość.

— Wykreślne wyznaczenie naprężeń normalnych w prętach prostych podaje Spangenberg w *D. Bauing.* (1925, str. 366) za pomocą nowej metody, która się da zastosować tak w wypadku, gdy są możliwe ciągnięcia, jak też i bez uwzględnienia ciągnięć i w przekrojach żelbetowych. Sposób podany jest prosty i przejrzysty.

— Pomost mostów drogowych z linew konopnych. Heuning opisuje w *D. Bauing.* (1925, str. 463) użycie pasów z linew konopnych, jako pokrycia pomostu dla mostów ruchomych i wiszących nieusztynionych. Przy moście na Lahnie pod Nassau o dźwigarach wieszarowych użyto takich pasów szerokich 13 cm, grubych 25 mm, które waży 16 do 22 kg na m². Są one zszyte z linew manilowych, nasycone dziegiem gorącym. Na 1 m² użyto 7 kg dziegciu. Jako podkład służyła tam dylina 6 cm gruba, do niej przybija się pasy gwoździami szerokogłowymi (25 na 1 m²). Na to dano powłokę z oleju dziegciowego ogrzanego do 140° C. z domieszką gruzu bazaltowego i zgęszczono ją wałkiem ręcznym. W ten sposób otrzymano pokrycie nieprzemakalne bez szwów, sprężyste. W razie, gdy jest zagładkiem posypuje się je piaskiem. Pierwsze polanie dziegciu wsiąka w pasy, następne, jedno lub dwa, tworzą wraz z tłucznem cienką powłokę chroniącą, dobrze łączącą się z pasami. Pomimo silnego ruchu to pokrycie pomostu dotychczas zachowuje się zupełnie dobrze, a spodziewają się, że pomost ten przetrwa 30 lat.

Przy moście obrotowym w Duisburgu użyto takich samych pasów 32 mm grubych z konopi sisalskich. Pasy są 25 cm szerokie. Konopie rosyjskie okazały się za drogie.

Dr. M. Thullie.

RECENZJE I KRYTYKI.

„Teorja i praktyka ustroju mostów“ opr. A. F. Jorini (*Teoria e pratica della costruzione dei ponti*) (23 × 16 cm), str. 632, wyd. czwarte przejrane. Medjolan 1921.

Dzieło Joriniego, rozpowszechnione we Włoszech, o czym świadczy czwarte jego wydanie, obejmuje mosty drewniane, żelazne, kamienne, filary żelazne i kamienne, fundowanie, to wszystko w jednym tomie. Rozumie się, że nie może to być wyczerpujący wykład nauki o budowie mostów. Autor też zdaje się mało śledzi postęp wiedzy, bo 2 wydanie z r. 1911 i 4-te z r. 1921 bardzo mało się różnią. Obciążenia parowozami podano wedle rozp. z 1909, parowozy są 4-osiowe po 15 t. Teorję belki ciągłej tylko dla przekroju stałego podaje autor wedle

dawnej teorii, mosty kamienne i żelbetowe omawia bardzo po-
bieżnie, zato obszernie zajmuje się kamiennymi mostami ukośnemi,
dziś prawie nieużywanymi.

Dr. M. Thullie.

W sprawie „Zeszytu Architektonicznego“. W kronice
jednego z ostatnich zeszytów „Architekta“ zamieszczoną została
notatka krytyczna o wydanym w czerwcu r. b. „Zeszytzie Archi-
tektonicznym“ *Czasopisma Technicznego* zawierającym prace stu-
dentów Politechniki lwowskiej. Z notatką powyższą w ścisłym
związku stoi artykuł prof. Szyszko-Bohusza zamieszczony w tymże
numerze, zalecający metody nauczania stosowane w Akademii
krakowskiej. Tendencja obydwu artykułów zmierzająca do przed-
stawienia w najkorzystniejszym świetle znajdującej się w tym
samym zeszytzie publikacji prac studentów Akademii jest dla
mnie w pewnym stopniu wytłumaczeniem niesłychanie agresywnego
tonu jaki w stosunku do szkolnego wydawnictwa lwow-
skiego został w notatce użyty.

Niemam zamiaru zastanawiać się nad celowością tego
rodzaju metody, pragnę natomiast sprostować zarzuty, które
bezpośrednio w notatce krytycznej, pośrednio zaś w artykule
prof. Bohusza przeciwko wydawnictwu lwowskiemu i jego przed-
mowie wymierzone zostały.

Przedewszystkiem zarzuty chwiejności przekonań, scepty-
cyzmu a nawet nihilizmu w sprawach sztuki nader przejrzyście
przez prof. Bohusza w jego artykule pod adresem moim wy-
stosowane.

Jako jedyną na te zarzuty odpowiedź zalecić mogę uważne
przeczytanie artykułu mojego zamieszczonego w przedmowie do
wydawnictwa lwowskiego. Pewny jestem, iż nikt w poglądach
moich nie dopatry się nietylko sceptycyzmu ani nihilizmu,
lecz chyba przeciwnie zarzucić mi może nadmiar optymizmu
w stosunku do sztuki dzisiejszej i jej twórczych możliwości.

Artykuł prof. Szyszko-Bohusza nawiązuje, bez wymienia-
nia zresztą źródła, do wyjątku z przedmowy mojej zacytowanego,
tendencyjnie i w sposób nie oddający intencji moich w kronice
„Architekta“. Przypomina to taktykę polemiczną pism codzien-
nych, polegającą na tem, iż z niedokładnych wyjątków cudzych
artykułów stwarza się sztuczne przeszkody, by z tem większem
powodzeniem podjąć z nimi zwycięską walkę. Wyjątek po-
wyższy nie jest bynajmniej wykładnikiem poglądów moich na
treść architektury, odnosi się bowiem wyłącznie do roli jaką
w architekturze dzisiejszej przypisują historycznym formom
architektonicznym i dekoracyjnym.

Chyba tylko ktoś upatrujący w czterech porządkach archi-
tektonicznych jedyną treść architektury, z negacji form pewnej
epoki stylowej wysnuć może zarzuty nihilizmu i kunktatorstwa
w stosunku do architektury.

Od pojmovania architektury pod kątem widzenia wyłącznie
czterech porządków architektonicznych odeszliśmy już dawno
temu, i wątpię by najbardziej po apostołsku nastrojony profesor
potrafił wpoić dziś swemu uczniowi, że musi konstruować w bu-
downictwie tak samo, jak to czynili Grecy i Rzymianie przed
lat tysiącami. Pierwszy lepszy konkurs współczesny wykaże
temu uczniowi, o ile odrobinę krytycyzmu posiada, że jedno
i to samo zadanie można dobrze rozwiązać, przy pomocy naj-
rozmaitszych form architektonicznych i że te formy które dla
Greka np. były jedyną możliwością konstrukcyjną, są dzisiaj
dla nas nieobowiązuującą jedynie dekoracją.

Pierwszy lepszy konkurs współczesny wykaże mu również,
że mimo tej wielkiej różnorodności stosowanych obecnie form,
sąd konkursowy odnajdzie zawsze kryterja dla oceny prawdzi-
wych wartości projektów.

Wartości te leżą zatem poza formami t. zw. architekto-
nicznymi, gdzieś głębiej. Wyszukanie tych właśnie wartości
i zwracanie na nich uwagi studentów w czasie projektowania,
uważam za główne moje zadanie przy współczesnej nauce archi-
tektury.

Autor notatki krytycznej „Architekta“ zarzuca pobieżność
i nieopanowanie formy w projektach studentów lwowskich.
Chciałbym zapytać o jaką formę mu przytem chodzi?

Jeżeli o formę budowli samej, jej związek z rzutem, pro-
porcje mas i stosunki przestrzenne, to twierdzą stanowczo, że

się myli, lub też nie zadał sobie trudu wniknięcia w istotę
reprodukowanych projektów. Jeżeli chodzi mu natomiast o pe-
wne nieopanowanie form architektonicznych względnie dekora-
cyjnych, to gotów jestem przyznać mu pewną rację, — lecz
jak z wywodów moich poprzednich wynika do tych form wła-
śnie zbytejnie wagi nie przywiązuję. Łatwo ustrzedz się zarzutu
nieopanowania, powtarzając utarte i oklepane formy, trudniej
szukając nowych, odpowiadających swemu dzisiejszemu przezna-
czeniu. Sądę jednak, iż to drugie jest bardziej celowe.

Mam przytem wrażenie, iż zarzut powierzchowności i nie-
opanowania formy opiera się głównie na formie wydawnictwa,
w którym ze względu na brak miejsca wszelkie rysunki orto-
gonalne będące jedynym kryterjum opracowania form, opuszczone
być musiały.

Trudno oczywiście odpowiadać na zarzuty w rodzaju „obli-
zania“ i „serdelkowatości“ form. Tego rodzaju terminologia
fachowa, prawdopodobnie na gruncie placu Szczepańskiego
powstała jest mi nieznaną i pojęcia jakie wyraża pozostaną na
zawsze tajemnicą. Również nie zamierzam polemizować z zarzu-
tem rzekomego wpływu jakie na wydawnictwo lwowskie wy-
wrzeć miały dwa wydane w swoim czasie przez prof. Szyszko-
Bohusza roczniki prac studentów. Wygląda to tak jakby dla
autora notatki cały współczesny świat publikacji europejskiej
ograniczał się do tych dwóch zeszytów.

Pozostaje zatem zarzut przesadnej malowniczości, jakiej
autor dopatruje się w publikowanych projektach lwowskich.

Sądę, iż odnieść go można jedynie tylko do strony wy-
dawniczej publikacji. Wydawnictwo zainicjowane zostało z koń-
cem roku 1924, w okresie niebywałych wprost trudności wy-
dawniczych, wobec czego wszelkie rysunki ortogonalne, stano-
wiąc integralną część projektów, dla braku miejsca odpadły,
i ograniczyć się musiałem jedynie do perspektyw, w niektórych
wypadkach do wstępnych szkiców perspektywicznych, które
z tych lub innych względów za ciekawsze uważałem. Rozmiary
wydawnictwa zmuszały do nadmiernego zmniejszania klisz, jak
wiadomo z wielką szkodą dla ich wyglądu. Chodziło mi przy-
tem o pokazanie po wieloletniej, spowodowanej wojną przerwie,
jak największej ilości prac chociażby w formie niedoskonałej.

Stąd powstaje, przyznając to, wrażenie przesadnego natł-
oczenia i być może malowniczości. Gdyby jednak autor notatki
nie ograniczył się, zwyczajem dyletantów do powierzchownego
obejrzenia obrazków, a postarał się wniknąć w istotę obiektów
reprodukowanych, których wyrazem są jak wiadomo rzuty po-
ziome, nie wiem czy mógłby w nich odnaleźć najmniejsze bodaj
tendencje zmierzające do osiągnięcia malowniczości, innemi
słowy, romantyzmu budowlanego.

Wygląd wydawnictwa i opinia autora notatki wypadłyby
prawdopodobnie inaczej gdybym ilość prac reprodukowanych
ograniczył do kilku i wzorem „Architekta“ mógł poświęcić
całe strony na reprodukcję niewiele mówiących rzutów lub
przekrojów ortogonalnych. Zarzut malowniczości odpadłby na-
pewno, lecz wówczas zdaje się, z większą jak obecnie słuszno-
ścią, mógłbym zasłużyć na zarzut „pretensjonalności“, — jakim
„Architekt“ opatruje wydawnictwo lwowskie.

Wydając zeszyt powyższy spodziewałem się jego kry-
tycznej oceny. Dalekim będąc od uznania doskonałości osiągnię-
tych rezultatów, chętnie bym widział, rzeczowo chociażby na-
wet surowe omówienie metod i środków jakie wydawnictwo
przedstawia.

Przyznać muszę, iż wystąpienie „Architekta“ nie mi pod
tym względem nie dało z wyjątkiem przykrego przekonania,
iż powojenne metody „konkurencyjne“ dotarły nawet do sto-
sunków akademickich.

Niewiele a raczej nic nowego nie przynoszą również opu-
blikowane w „Architekcie“ prace studentów Akademii kra-
kowskiej.

Są one wymowną ilustracją ogłoszonej przez prof. Bohu-
sza metody wykluczającej wszelką samodzielność i indywidu-
alizm ucznia. W większości stanowią typowe elaboraty akade-
mickie z przed lat kilkudziesięciu, zapoznające w zupełności
współczesną ewolucję zarówno metod konstrukcyjnych, jak i po-
glądów na zadania architektury. Przeważnie, szczególnie w pro-

jektach domów ludowych uderza rażąco brak najmniejszego wysiłku, by treść i przeznaczenie budynku uwytatnić na zewnątrz. Suchy klasycyzm akademicki o specjalnie dektrynerskim odcieniu panuje prawie niepodzielnie.

Niektórych projektów, szczególnie rozbrajającego pod względem rzutu projektu pałacu sportowego publikować, zdaniem moim, nie należało. Od ogólnego tła korzystnie odbija projekt hotelu nad morzem liczący się z otoczeniem, oraz projekt pantonu p. Bijassona najbardziej współczesny, lecz ogromnie suchy i bez wyrazu.

We wszystkich projektach występuje natomiast wybitnie tendencja akademizmu. Akademickie traktowanie tematu posiada w sztuce, zdaniem moim, wiele zalet pedagogicznych, o ile akademizm przez usunięcie krępujących przeszkód życiowych, potrafi wytworzyć warunki do spotęgowania twórczej pracy artystycznej. Akademickie traktowanie tematu nie wyklucza bynajmniej współczesności, nie jest przywilejem wyłącznie pewnej ubiegłej epoki stylowej. Po akademicku traktować można najbardziej współczesny problem. Uważam również, iż akademizm każdego kraju może i powinien wytworzyć własną swoją tradycję.

Akademizm taki, jakim go nam pokazuje Akademia krakowska cech twórczych nie posiada, jest on bezbarwną kopją akademizmu piotrogrodzkiego z przed lat kilkadziesiąt. W tej formie staje się raczej hamulcem w pracy, i wykazuje już na wstępie wszelkie objawy skostnienia, które uważam za gorsze niż nieuniknione niedociągnięcia w samodzielnej twórczej pracy studentów¹⁾.

Lwów, 4. listopada 1925.

Prof. Witold Minkiewicz.

W sprawie I. części „Podręcznika Inżynierskiego“. Krytyka p. inż. Bratry umieszczona w Nr. 22 *Czasopisma Technicznego* różni się wybitnie od krytyki p. E. B. w *Czasopiśmie Technicznym* Nr. 19 tak pod względem treści jak i formy. Niemniej parę słów w końcowej odpowiedzi pozwolę sobie powiedzieć.

1. Cieszę się niezmiernie, że Szanowny Krytyk eliminuje z dyskusji „dzielnicowy antagonizm“; jeżeli jednak chodzi o ścisłość, to tegoż Mu nigdy nie zarzucałem, co łatwo stwierdzić można. Wymieniłem ten zwrot wyłącznie w przytoczeniu wszelkich własności, jakie krytyk mieć powinien. Jeżeli prztem złożyło się tak, że skrytykowane zostały najmocniej właśnie działy opracowane przez autorów z innych dzielnic, to — oczywiście — uważam to wobec oświadczenia Szanownego Krytyka za mimowolny zbieg wypadków.

2. Co do przykładów kosztów przewozu, muszę stwierdzić ponownie, że Szanowny Krytyk w Nrze 19, wziął omyłkę drukarską za błąd rzeczowy. Na dowód tego cytuję jego zdanie: „obliczona wartość przewozu wynosi 154 zł. (słownie sto pięćdziesiąt cztery zł.!)“ Cytata w nawiasie i wykrzyknik Szan. Krytyka. Cieszę mnie, że w tej odpowiedzi z zarzutu tego się wycofuje; podkreśla natomiast błąd w przyjęciach poszczególnych członów wzoru. Otóż — aczkolwiek również wbrew chęciom, przecież znów parę słów dodać muszę. Jeżeli cyfry podane w przykładzie „Podręcznika Inżynierskiego“ są dziś „nierealne“ *in plus*, to również „nierealne“ są dziś cyfry podane przez Szanownego Krytyka (za Bazalim) *in minus*. Najważniejsza rubryka w tym wzorze „g“, t. j. praca godzinna robotnika nie wynosi u nas trzydziści parę groszy, ale dochodziła już w lecie, gdy złoty był w parytecie do 50 i 60 groszy (np. Warszawa, Poznań), a z uwzględnieniem ubezpieczeń społecznych jeszcze więcej (o 18—26%). Taczki również nie kosztują wprawdzie 100 zł., ale kosztują więcej niż 12 zł. drewniane dziś do 26 zł. i więcej; żelazne (do robót ziemnych nie używane u nas, ale w niektórych okolicach b. zaboru pruskiego, o czem Szanowny Krytyk zapewne wie), dochodzą do ceny dwukrotnie większej. Zapytuję przeto Szanownego Krytyka,

¹⁾ Bardziej szczegółowe omówienie prac studentów Akademii krakowskiej znajdzie czytelnik w artykule tegoż autora zamieszczonym w zeszytach 2. czasopisma „Architektura i Budownictwo“. Warszawa r. 1925.

czy „wszystko jest w porządku“ z cyframi przezeń podanemi. Oczywiście nie chodzi mi o to, — chcę tylko stwierdzić, że w przykładach podawane są często — nawet przez krytyków — wartości „nierealne“. Inaczej zresztą nieomal być nie może w dzisiejszym czasie niestabilizowanego pieniądza i niestabilnych cen, gdy wskaźniki drożyzniane nie stosują się nawet do cen w złocie.

3. O słownictwie powiedziałem swoje. Na zapytanie Szanownego Krytyka odpowiem, że osobiście uważam np. słowo „wywierć“ za lepsze niż np. „strzałka prochem“, używane przez Szanownego Krytyka. Co do różnorodności słownictwa — zarzut słuszny. Chciałem je ujednostajnić. Oparli się temu obaj autorowie; wobec perspektywy wycofania rękopisu jednego z działów wolałem ustąpić, gdyż zawsze chodzi mi przede wszystkim o treść, a mniej o formę.

4. O stosunku do Foerstera powiedziałem swoje i nic do dodania nie mam.

5. O ile chodzi o ścisłość, to w bardzo wartościowej książce P. inż. Bratry są następujące tablice i zestawienia zgodne z Foersterem (cytuję stronę w książce polskiej, a w nawiasie w niemieckiej: str. 13 (1330); str. 17 (1331); str. 77 (1272) nadto tablica str. 16, mało się różni od Foerstera. Jest to zatem jedna trzecia ogólnej ilości.

6. Również ogromnie się cieszę, że Szanowny Krytyk podkreślił obecnie wysoką wartość „całości wydawnictwa“. Niemniej w pierwszej krytyce p. E. B. na 250 wierszy poza wstępem i zakończeniem, było 39 wierszy, podkreślających dodatnie strony pięciu działów, zaś 210 wierszy wytykających nawet podrzędne braki i omyłki druku jednego działu. Przyczna Szanowny krytyk, że dysproporcja była zbyt wielka.

St. Bryła.

Na tem zamykamy polemikę w tej sprawie

Redakcja.

BIBLIOGRAFJA.

Książki nadesłane. Bohdan Stefanowski Prof. Polit. Warszawskiej, „Gospodarka Ciepła i jej kontrola w zakładach przemysłowych“, wydano przez komisję wydawniczą Towarzystwa Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Warszawskiej.

Dzieła i czasopisma, nabyte na własność Biblioteki Politechniki Lwowskiej. (Ciąg dalszy). 108. Kreisinger H. i inni. Tests of marine boilers. Washington, 1924. p. XII. 309. — 109. Cayeux L. Introduction à l'étude pétrographique des roches sédimentaires. Paris, 1916. p. VIII. 524. atl. X. Tb. 56. — 110. Dauvillier A. La technique des rayons X. Paris, 1924. p. 195. — 111. Thiel W. Die Arbeitsfestigkeit der Eisenbetonbalken. Berlin, 1924. St. 53. — 112. Schultze J. Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Berlin, 1924. St. V. 140. — 113. Streck O. Aufgaben aus dem Wasserbau. Berlin, 1924. St. IX. 362. — 114. Poebing O. Zur Bestimmung strömender Flüssigkeitsmengen im offenen Gerinne. Berlin, 1924. St. 56. — 115. Kast H. Spreng- und Zündstoffe. Braunschweig, 1921. St. XII. 548. — 116. Moser L. Die Reindarstellung von Gasen. Stuttgart, 1920. St. XII. 173. — 117. Stegemann O. Der Schachtbau. 3. Aufl. Leipzig, 1924. St. IX. 114. — 118. Scheiwior G. Der Erdbau. Leipzig, 1925. St. XI. 373. — 119. Israel O. Feldbuch für geodätische Praktika. Leipzig, 1920. St. 160. — 120. Volquardts G. Feldmessen und Nivellieren. 5. Aufl. Leipzig, 1923. St. 31. — 121. Schwerdt H. Lehrbuch der Nomenclature. Berlin, 1924. St. VIII. 267. — 122. Werkmeister P. Das Entwerfen von graphischen Rechentafeln. Berlin, 1923. St. VII. 194. — 123. Komorski B. M. Die Grundlagen der Nomenclature. Berlin, 1923. St. 86. Tf. 1. — 124. Stähler A. Handbuch der Arbeitsmethoden in der anorganischen Chemie. 4 Bände. Leipzig, 1913—1919. — 125. Ruskin J. Steine von Venedig. 3 Bände. Leipzig, 1903—6. — 126. Ruskin J. Die sieben Leuchter der Baukunst. Leipzig, 1900. St. 422. — 127. Empire mining and metallurgical congress. London, 1924. p. 68. — 128. Frischauf J. Die mathematischen Grundlagen der Landesaufnahme und Kartographie des Erdsphäroids. Leip-

zig, 1919. St. VII. 200. — 129. Handbuch der Morphologie der wirbellosen Tiere. 4 Bände. Jena. — 130. Biagosch H. Normung, Typung, Spezialisierung in Papiermaschinen-Industrie. Berlin, 1924. St. 158. Tf. 4. — 131. Keppeler G. Die Brennstoffe und ihre Verbrennung. München, 1922. St. 60. — 132. Litinsky L. Wärmewirtschaftsfragen. Leipzig, 1923. St. 194. — 133. Hoffmann F. W. Die Eis- und Kühlmachines. II. Auf. Wittenberg, 1921. St. 278 — 134. Knoblich R. Heizkunde im Haushalt. II. Aufl. Hannover, 1923, St. 60. — 135. Wirth F. Brennstoffchemie. Berlin, 1922. St. XX 804 — 136. Trenkler H. R. Die Chemie der Brennstoffe vom Standpunkt der Feuerungstechnik. II. Aufl. Leipzig, 1921. St. 41. Tf. 2. — 137. Bossard W. E. Vorläufige Mitteilungen über die ausgenutzten Wasserkräfte der Schweiz. Bern, 1914. St. 39. — 138. Ghezzi C. Vorläufige Mitteilungen über die verfügbaren Wasserkräfte der Schweiz. Bern, 1914. — 139. Bräm E. u. Sartorg I. Die Wasserkräfte der Schweiz. Bern, St. X. 56. — (C. d. n.).

RÓŻNE SPRAWY.

Od Redakcji. Wykaz treści rocznika 1925 będzie dołączony do styczniowego N-ru *Czasopisma*.

Uchwały powzięte na VIII Zjeździe Inżynierów drogowych w dniach 14. i 15. czerwca 1925 r.:

I. Zjazd Inżynierów drogowych po wysłuchaniu sprawozdania Zarządu o zamiarze M. R. P. przeprowadzenia zmiany w administracji drogowej, po szczegółowym i wszechstronnym rozpatrzeniu powyższej sprawy przez specjalną Komisję, wyłonioną przez Zjazd stwierdza, że w przeważającej ilości powiatów b. Kongresówki obecna organizacja administracji drogowej, oparta na istniejących przepisach i ustawach, uniemożliwia prawidłową gospodarkę drogową i jest kosztowna.

Zjazd zwraca się przeto do M. R. P. by:

1. zgodnie z opinią Komisji Oszczędnościowej przy Radzie Ministrów w sprawie administracji drogowej niezwłocznie wprowadziło Państwowe Zarządy drogowe dla dróg państwowych;

2. dla umożliwienia prawidłowego działania Zarządy składały się z kierownika, jego zastępcy, rachmistrza i kancelisty i posiadały niezbędne środki lokomocji;

3. organizacja tych Zarządów przeprowadzona była w ścisłym kontakcie i porozumieniu z Dyrektorami poszczególnych Dyrekcji.

II. VIII-my Zjazd Inżynierów drogowych wzywa Zarząd Związku Inżynierów drogowych do zainicjowania Kongresów drogowych w Polsce w szerszym tego słowa znaczeniu i do opracowania odpowiednich programów.

III. VIII-my Zjazd Inżynierów drogowych po wysłuchaniu referatu kol. Łaguny „Pomiar ruchu drogowego“ stwierdza, doniosłe znaczenie przeprowadzenia statystyki ruchu drogowego w całym Państwie, Zjazd Inżynierów drogowych proponuje, żeby M. R. P. przy wydaniu zarządzeń w projektowanym pomiarze ruchu uwzględniło następujące punkty:

1. pomiary winny odbyć się nieprzerwalnie w ciągu doby w ustalonych dniach, obejmujących wszystkie dni tygodnia i pory roku;

2. odcinki obserwacyjne winny być ustalone przez Zarządy drogowe w ten sposób, żeby ujmowały ruch pod każdym względem jednakowy;

3. w organizacji wykonania pomiarów Zarządom drogowym należy pozostawić wolną rękę;

4. ze względu na istniejące różnice charakteru ruchu w różnych dzielnicach — różnice te winny być w zarządzeniu uwzględnione.

IV. Wobec zbyt małych kwot preliminowanych na utrzymanie dróg kołowych w budżecie Państwa, corocznie odbywają się skreślenia sum w budżetach drogowych — administracja drogowa przez to niema możliwości doprowadzenia powierzonych jej dróg do stanu należytego. Zjazd zwraca się do M. R. P. o przedstawienie czynnikom miarodajnym, że dalsze niedostateczne asygnowania na utrzymanie dróg, zwłaszcza wobec wzmagającego się ruchu kołowego bezwzględnie spowoduje ruinę naszych dróg bitych.

V. Stwierdzając, że dotychczasowy sposób miesięcznego asygnowania kredytów na prowadzenie robót drogowych jest nieracjonalny, nieekonomiczny oraz uniemożliwiający wykonanie projektowanych robót, VIII-my Zjazd Inżynierów drogowych wyraża opinię, że asygnowania kredytów winny być dokonywane i dostosowane do okresów dostawy materiałów i do okresu wykonania robót.

VI. W sprawie rozporządzenia wykonawczego do ustawy o ochronie tytułu Inżyniera. Zjazd popiera stanowisko Zarządu, wyrażone w piśmie Zarządu z dnia 16. grudnia 1924 r. Nr. 103 i prosi Ministerstwo o przyspieszenie wydania rozporządzenia wykonawczego w powyższej sprawie.

VII. Zjazd wzywa Zarząd do wszechstronnego zbadania sprawy potrzeby powstania Izby Inżynierskiej na terenie Kongresówki i oczekuje na następnym Zjeździe wyczerpujących wyjaśnień.

VIII. Przekazanie spraw personalnych całkowicie Wydziałowi Personalnemu w Urzędach Wojewódzkich, Zjazd uważa w najwyższym stopniu za niewłaściwe, powodujące obniżenie autorytetu Władz Technicznych i utrudniające odpowiedni dobór sił fachowych.

IX. Po wysłuchaniu referatu kol. Borowskiego, VIII. Zjazd Inżynierów drogowych wypowiada się, że do budowy i utrzymania dróg bitych o intensywnym ruchu należy używać w miarę możliwości finansowej, materiały kamienne czerpane z odpowiednich kamieniołomów, a w tym celu przedewszystkiem winno M. R. P. spowodować obniżenie taryfy kolejowej.

X. VIII-my Zjazd Inżynierów drogowych po wysłuchaniu referatu kol. Okęckiego, w sprawie zadrzewiania dróg publicznych w Polsce, stwierdza doniosłe znaczenie gospodarcze i społeczne należytej akcji w tym kierunku, zaznacza przytem, potrzebę finansowego ujęcia sprawy i wzywa ogół kolegów do systematycznego i intensywnego obsadzania dróg drzewami.

Zjazd uważa przytem za konieczne:

1. przeprowadzenie rewizji obowiązujących obecnie przepisów pod względem zasad i sposobu zadrzewiania dróg, własności prawnej i odpowiedzialności za uszkodzenia;

2. opracowanie dobrego podręcznika dla pracowników drogowych, w sprawie hodowania drzew przydrożnych;

3. zakładanie szkółek drzewek drogowych, zarówno przez urzędy państwowe jak samorządowe, oraz osoby prywatne;

4. porozumienie się z organizacjami producentów drzewek dla uzgodnienia kierunku produkcji i zapotrzebowania.

Nadto powzięto na Zjeździe cały szereg uchwał, w sprawach zawodowych (djety, wyjazdy i t. d.), oraz odnoszących się do sprawy organizacji zjazdów.

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Posiedzenie Wydziału Głównego P. T. P. z dn. 25. czerwca 1925. Przewodniczy kol. Rybicki, sekret. kol. Kozłowski. Obecni kol.: Blum, Bratro, Broniewski, Dutczyński, Gajczak, Jaskólski, Krzyckowski, Kühnel, Mazur, Nadolski, Południowski, Sądziel i Zipser.

Protokół z ostatniego posiedzenia przyjęto do wiadomości z poprawkami zaproponowanymi przez Kol. Bluma.

Kol. Blum porusza kwestję przypomnienia punktu 3 regulaminu dla członków Wydziału Głównego, po dyskusji przyjęto większością głosów wnioszek prof. Nadolskiego, aby przesłać odpisy odpowiedniego punktu regulaminu tylko tym członkom, którzy nie byli obecni na trzech ostatnich posiedzeniach Wydziału.

Na członka Towarzystwa przyjęto: Inż. Romana Nowotnego.

Na wnioszek Kol. Bluma polecono zbadać w protokołach uchwałę Wydziału Głównego dotyczącą formularzy deklaracji.

Zastępca skarbnika Kol. Południowski przedkłada sprawozdanie kasowe za miesiąc maj, które przyjęto.

Kol. Rybicki referuje sprawę wkładki do Związku Zrzeszeń Technicznych, po dyskusji uchwalono wpłacić ryczałt roczny 1.200 zł. jako maksymalną kwotę, dającą się pomieścić w ramach budżetu, równocześnie uchwalono, że członkowie Towarzystwa Politechnicznego nie będą otrzymywali wiadomości technicznych i przyjęto propozycję Kol. Dutczyńskiego, aby komunikaty Związku Zrzeszeń Technicznych zamieszczano w formie notatki w *Czasopiśmie Technicznym*.

W dalszym ciągu Kol. Rybicki referuje pismo Towarzystwa Związku Inteligencji o udzielenie datku w wysokości 200 zł.; po poparciu Kol. Bluma uchwalono jednomyślnie, wpłacić kwotę 200 zł. jako roczny ryczałt.

Następnie na wniosek kol. Rybickiego uchwalono wpłacić wkładkę do Ligi Obrony Powietrznej Państwa w kwocie 300 zł. w czterech równych ratach kwartalnych po 75 zł.

Kol. Krzyczkowski referuje sprawę naprawy suteryn i odnowienia sali; po długiej dyskusji uchwalono wykonać konieczne roboty i preliminowano na ten cel kwotę 1000 zł.

Kol. Kühnel przedstawia wydatki, jakie powstaną przez powiększenie *Czasopisma Technicznego* z 16 do 20 stron druku i po dyskusji, postanowiono z powodu nieobecności Skarbnika załatwić tę sprawę na osobnym posiedzeniu.

Kol. Rybicki odczytuje pismo księgarni Zakładu Naukowego im. Ossolińskich w sprawie sprzedaży publikacji Lwowskich Towarzystw Naukowych, a mianowicie z policzeniem 10% za książki sprzedane przez Zakład, a 40% za sprzedane przez księgarnię, przyjęto wniosek prof. Kühnela, ażeby oddać *Czasopismo Techniczne* do ewentualnej sprzedaży licząc po zł. 1.30 za egzemplarz z tem jednak ograniczeniem, że Towarzystwo reflektuje tylko na sprzedaż w księgarni Zakładu Ossolińskich z uwzględnieniem 10% prowizji.

W dalszym ciągu kol. Rybicki referuje pismo Domu Agenturowego Barwanil, oraz odpowiedź profesora Suchowiaka w sprawie odmowy zatwierdzenia znaków fabrycznych przez Urząd Państwowy Patentowy. Postanowiono przesłać firmie Barwanil jako odpowiedź przedstawienie prof. Suchowiaka.

Następnie kol. Rybicki komunikuje, że Ministerstwo Robót Publicznych zwróciło się do Towarzystwa o zamianowanie w porozumieniu z Krakowskim Stowarzyszeniem technicznym delegata do Państwowej Rady Elektrycznej i że sprawę tę oddano do decyzji Koła Elektrotechników, które w piątek odbędzie w tej sprawie posiedzenie.

W końcu kol. Rybicki odczytuje podziękowanie Koła Naukowego Studentów Wydziału Ogólnego P. L. za wpłacenie 50 zł. tytułem wkładki członka wspierającego. Na tem porządek dzienny wyczerpano i posiedzenie zamknięto.

Posiedzenie Wydziału Głównego P. T. P. z dnia 3. lipca 1925 r. Przewodniczy kol. Rybicki, sekr. kol. Kozłowski. Obecni kol.: Blum, Bronarski, Broniewski, Gajczak, Huber, Jaskólski, Krzyczkowski, Mazur, Sąd, Zipser.

Na członków Towarzystwa zostali przyjęci: Inż. Stanisława Krużanka, Józef Rypuszyński, Stanisław Domaszewski.

Kol. Bronarski przedstawia sprawozdanie kasowe, zawiadamia, że budżet został w pierwszym półroczu wyrównany.

Administrator Domu kol. Krzyczkowski przedstawia stan robót remontowych domu i zawiadamia, że przy przeprowadzeniu sanacji suteryn okazała się potrzeba przeprowadzenia robót murarskich i ciesielskich, przez które preliminowany ogólny kredyt 1.000 zł. zostanie o 50% przekroczony i osiągnie kwoty około 1.500 zł. Poza tem przedstawia kol. Krzyczkowski niemożliwość racjonalnego przewietrzania suteryn i zawiadamia, że jest jeszcze do zrobienia przeróbka okien żelaznych.

Kol. Rybicki wyraża podziękowanie Administratorowi domu za przeprowadzenie odnowienia lokalów Towarzystwa i proponuje zająć się sprawą wentylacji suteryn i sali. Po dyskusji uchwalono, upoważnić Administratora Domu do zarządzenia prze-

róbki okien w suterenach i uprosić kol. Gajczaka o zbadanie wentylacji sali i przygotowanie odpowiedniego wniosku.

Kol. Rybicki zawiadamia, że Towarzystwo Politechniczne zostało w r. 1923 upoważnione przez b. Ministra Rob. Publ. Prof. Łopuszańskiego do podjęcia starań celem uzgodnienia zaopatrywań dzielnicowych w sprawie Izb Inżynierskich. Towarzystwo nasze podjęło tę inicjatywę, jednak uchwały Zjazdu Zrzeszeń Technicznych w Lublinie w kwietniu br. wykazały, iż starania nasze były bezowocne. Wobec tego stanu Prezes Rybicki podczas pobytu w Warszawie był u Ministra Robót Publicznych Inż. Rybczyńskiego i zawiadomił go o ujemnym wyniku tych starań.

W dalszym ciągu kol. Rybicki zawiadamia, że na wzór zagranicy organizuje się Komitet współpracy instytucji cywilnych z wojskowymi w sprawach Obrony Państwa. W celu uzyskania dla Zrzeszeń Technicznych jednego mandatu instancjonował Prezes Rybicki u Min. Rob. Publ., prof. Deryng, u Min. Przemysłu i Handlu. Przy tej okazji dowiedziano się, że istnieje uchwała Rady Ministrów zorganizowania Rady Gospodarczej w powyższym celu i, że dla reprezentantów nauki i techniki jest 5 mandatów zarezerwowanych z których jeden obiecano oddać Z. Techn. z tem, że propozycja nie będzie osobistą, więc, że będzie można na poszczególne obrady różnych delegatów wysyłać.

W dalszym ciągu przedstawia kol. Rybicki pismo Inż. Królikiewicza, któremu Min. Rob. Publ. pomimo 14 letniej praktyki budowlanej odmówiło prawa prowadzenia robót budowlanych. Po długiej dyskusji oddano to pismo kol. Blumowi w celu wygotowania zapytania do Min. Robót Publ. i uchwalono w piśmie do Min. Rob. Publ. poruszyć sprawę uprawnień Inżynierów. Poza tem postanowiono odpisać Inż. Królikiewiczowi.

Następnie przedkłada Prezes Rybicki prośbę Koła Naukowego Stud. Wydz. Ogól. o ofiarowanie zbędnych książek. Postanowiono oddać tę sprawę do załatwienia kol. Bibliotekarzewi po uwzględnieniu życzenia Koła Stanisławowskiego o oddanie duplikatów ksiąg. Prof. Huber obiecał ze swej Biblioteki ofiarować kilka dzieł do Biblioteki Koła Naukowego Stud. W. Ogólnego.

Na tem porządek dzienny wyczerpano i posiedzenie zamknięto.

Posiedzenie Wydziału Głównego P. T. P. z dnia 22. lipca 1925 r. Przewodniczy kol. Blum, sekr. kol. Kozłowski. Obecni kol.: Bronarski, Engel, Matakiewicz; kol. Dutczyński i Huber usprawiedliwili swoją nieobecność.

Wiceprezes Blum otwierając posiedzenie poświęcił dłuższą mowę pamięci śp. prof. Stefana Niementowskiego, który był długoletnim, bardzo czynnym członkiem naszego Towarzystwa, oraz zawiadomił obecnych o śmierci drugiego członka naszego Towarzystwa Inż. Ruebenbauera. Przemówienia tego wysłuchali obecni stojąc i uchwalili zamieścić wzmiankę w protokole posiedzenia, a zamiast wieńca na trumnę śp. prof. Niementowskiego postanowiono na wniosek prof. Matakiewicza złożyć 100 zł. na II Dom Techników.

Następnie zostali przyjęci nowi członkowie, Inż. Karol Nacher i inż. Witold Stanisławski.

Skarbnik kol. Bronarski przedstawia sprawozdanie kasowe za czerwiec, które przyjęto do wiadomości.

Przewodn. podaje do wiadomości pismo prezesa Rybickiego w sprawie Rady emigracyjnej, mianowicie, prof. Halban wybiera się do Turcji i proponował, aby z ramienia Towarzystwa Politechnicznego wyjechał z nim delegat, celem zbadania możliwości znalezienia pracy dla Inżynierów i robotników.

W dalszym ciągu kol. Blum komunikuje zebrany, że powstał Komitet dla budowy cementowni w Małopolsce wschodniej.

W końcu na wniosek prof. Matakiewicza uchwalono przyspieszyć sprawę ustawienia aparatu radjo.

Na tem posiedzenie zamknięto.