

# CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN MINISTERSTWA ROBÓT PUBLICZNYCH

I POLSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE

Lwów 1928  
Nakład Polskiego Tow. Politech.

REDAKTOR:

Inż. WŁODZIMIERZ RONIĘWICZ.

REDAKTOR CZĘŚCI URZĘDOWEJ:

Inż. ZDZISŁAW WARCHAŁOWSKI,

NACZELNIK WYDZ. PREZYDJ. MIN. R. P.

KOMITET REDAKCYJNY:

Inż. EMIL BRATRO, Dr. MAKSYMILJAN MATAKIEWICZ, Dr. OTTO NADOLSKI, Dr. ROMAN WITKIEWICZ  
PROFESOROWIE POLITECHNIKI LWOWSKIEJ.

ADMINISTRATOR:

Inż. MICHAŁ MAZUR.

Rocznik XLVI 1928  
2340 rys. i 20 tablic

Bücherei  
Marinehafenbauinspektion  
Gotenhafen  
Nr. P-46

Gdański Urząd Morski  
BIBLIOTEKA  
Nr. 68/T 14

LWÓW 1928.

NAKŁADEM POLSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE.  
Z PIERWSZEJ ZWIĄZKOWEJ DRUKARNI WE LWOWIE, UL. LINDEGO 4.

III 0572



13.340



# SPIS RZECZY

zawartych w roczniku XLVI „Czasopisma Technicznego“ z roku 1928.

(Artykuły z rysunkami oznaczono gwiazdką\*).

## A. Część urzędowa.

### Zmiany personalne:

Mianowania . . . . .	17, 133, 165, 229
Przeniesienia . . . . .	17, 49, 133, 230
Przeniesienia na emeryturę . . . . .	133, 230
Zwolnienia . . . . .	17, 49, 133, 230
Zmarli . . . . .	17, 49, 230

Ustawy i rozporządzenia (ogłoszone w „Dzienniku Ustaw“)	17, 49, 85, 101, 133, 165, 229, 325
---	-------------------------------------

### Komunikaty:

Egzaminy na mierniczych przysięgłych . . . . .	17, 230
Przepisy dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym . . . . .	230
Wykaz mierniczych przysięgłych . . . . .	230

## B. Część nieurzędowa.

### Architektura i Budownictwo.

Kuryłło Adam: O nowszych budowlach żelbetowych w Polsce *	1, 18
Zubrzycki-Sas J.: Znaczenie piramid egipskich *	118
Zubrzycki-Sas J.: Zabytki miasta Lwowa *	133, 213, 325
Ostkiewicz-Rudnicki: Płyty trocinowo-cementowe . . . . .	159

Przepisy, dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym . . . . .	130
Ruchome rusztowanie murarskie w polskim przemyśle budowlanym . . . . .	193
St. Barabzar: Sztuka ludowa na Podhalu (J. Sas-Zubrzycki)	195

### Biblijografia.

Dzieła i czasopisma nabyte na własność Biblioteki Politechniki Lwowskiej	16, 32, 47, 62, 131, 163, 179, 196, 211, 228, 244, 322, 340, 388
Książki nadesłane	32, 47, 62, 100, 115, 131, 179, 196, 276, 292, 322, 340, 388
Katalog Biblioteki Politechniki Lwowskiej. Cz. IV. (M. M.)	292

### Drogi i ulice.

Drexler Ignacy: Pomysł przekształcenia ulicy Marszałkowskiej we Lwowie *	40, 54
Matakiewicz Maksymiljan: Pomysł przekształcenia ulicy Marszałkowskiej we Lwowie . . . . .	59

Stronica

Nowicki Romuald: Smołowanie dróg . . . . .	240
Ostkiewicz-Rudnicki: Bitvargen . . . . .	320
<hr/>	
Gospodarka drogowa w Polsce w r. 1927 . . . . .	114
Roczne wydatki w Anglii na utrzymanie dróg . . . . .	114
Ćwikiel J. B.: O ruchu na drogach bitych, grubości nawierzchni i obliczeniach zużycia tłucznia (E. Bratro)	306
Min. Rob. Publ.: Zestawienie obliczeń rezultatów pomiarów ruchu na drogach państwowych w r. 1926 (E. Bratro) . . . . .	306
Min. Rob. Publ.: Wykresy ruchu i grubości nawierzchni na drogach państwowych w r. 1926 (E. Bratro) . . . . .	306
Budowa szosy w Meksyku . . . . .	321
Znaczenie dróg . . . . .	322
Problem komunikacyjny w Londynie . . . . .	322
Oczyszczanie dróg z odpadków żelaznych . . . . .	387
Stan dróg a automobilizm . . . . .	387

### Drogi żelazne.

Wątorok Karol: Projekt ministerjalny Polskiej nawierzchni kolejowej *	4, 19
Bratro Emil: Komunikacja samochodowa i jej stosunek do kolei . . . . .	24, 36
Zazula Albin: Izolujące złącza stykowe *	315
Krüger Aleksander: Rozważania nad sprawą spawania szyn kolejowych . . . . .	316
Mozer W.: Typy naprawni taboru kolejowego i zagadnienia transportu w nich *	363, 378
<hr/>	
Kolej podziemna w Londynie . . . . .	15
Najdłuższy tunel kolejowy w Ameryce . . . . .	15
Niejednolita gęstość materiału szyn przyczyną wypadków kolejowych . . . . .	15
Nowa dresyna motorowa . . . . .	15
Budowa torów kolejowych na lodzie . . . . .	15
Układanie torów pomocniczymi urządzeniami mechanicznymi	30
Koleje angielskie . . . . .	30
Umnieszenie zużycia szyny i krysy koła . . . . .	30
Mechaniczne utrzymanie nawierzchni . . . . .	60
Nowy kształt łubka złączonego . . . . .	60
Cauer W.: Dworce osobowe (M. Thullie) . . . . .	62
Szczerbowski Władysław: Podręcznik do przepisów stawidlowych (Krüger A.) . . . . .	100
Statystyka polskich kolei państwowych za r. 1926 . . . . .	114
Kolej Kalety-Podzamcze . . . . .	114

\*





Stronica	Stronica
Francos Józef: Zastosowanie własnego systemu przy budowie mostów kratowych na Wiśle w Krakowie i na Wielopólcie w Ropczycach *	293
Ostkiewicz-Rudnicki: Odbudowa mostu drewnianego, drogowego II kl. na rzece Zelwiance na drodze wojew. Wólkowysk-Mosty *	318
Chmielowiec Alfons: Obliczenie dyliny i poprzecznic drewnianych mostów drogowych *	346
-----	
Normalja szwedzkie dla mostów drogowych	60
Niektóre zagadnienia przy budowie mostów sklepionych	61
Otis Ellis Hovey: Mosty ruchome (M. Thullie)	62
Most na la Cauche w Étapes	76
Most na Cellinie w Ravedis	76
Automobile trzyosiowe	76
Rekonstrukcja mostu Waterloo w Londynie	76
Rozporządzenie belgijskie dla mostów drogowych	76
Budowle inżynierskie szwajcarskie w teorii i w praktyce	76
Doświadczenia z nitami długimi	99
Badanie ciągłych łuków betonowych	113
Most na Dunaju we Florisdorfie *	161
Normy niemieckie dla obliczania mostów żelaznych drogowych *	161, 193
Boczna sztywność pasów ciśnionych mostów otwartych	161
Kersten: Mosty żelbetowe (Thullie M.)	163
Nowy most na Renie w Düsseldorfie	193
Doświadczenia nad oddziaływaniem mostów łukowych ukośnych	193
Wzmocnienie mostu spawaniem przykładki bez nitowania	193
Mosty łukowe z betonu uzwojonego układu Ljungberga	193
Most wiszący o rozpiętości 1067 m na Hudsonie	211
Most łukowy żelbetowy St. Paul Minneapolis na Missisipi	211
Most żelbetowy łukowy na Piave w Bellum	211
Most kolejowy przez Wisłę pod Sandomierzem	226
Odbudowa 65-metrowego sklepienia ciosowego mostu nad Prutem w Jaremczu	226
Odbudowa 85-metrowego mostu sklepionego przez Izonco koło Salcano	226
Budowa sklepień betonowych w pierścieniach	227
O rozwoju budowy mostów wiszących	227
Most zwodzony układu Scherzera	227
Wykonanie mostów żelbetowych z ruchomem rusztowaniem górnem	244
Most wiszący w Montjean na Loarze	244
Przyczynek do teorii stężonych mostów wiszących	244
Rekonstrukcja wiaduktu Le Day na Orbe	306
Most na rz. Kennebec	306
Nowe mosty kolei niemieckich	321
Otwarcie odbudowanego mostu kolejowego przez rzekę Styry pod Czartoryskiem	321
Referaty na drugim Zjeździe międzynarodowym dla budowy mostów i budownictwa we Wiedniu (M. Thullie)	354
Most wiszący na Ohio w Portsmouth	369
O nitowaniu mostów	369
Most łańcuchowy we Florianopolis	387
Most na Mozeli między Cochem i Cond	387
<b>Naukowa Organizacja.</b>	
Hauswald Edwin: Prace Międzynarodowego Zjazdu Organizacji i Administracji w Rzymie	93
Hauswald Edwin: Polski Zjazd Naukowej Organizacji w Warszawie w r. 1928 *	185
Hauswald Edwin: Wnioski Koła Naukowej Organizacji we Lwowie	189
Skoraszewski Włodzimierz: Rezultaty zastosowania racjonalnej organizacji w budownictwie kanalizacyjnem	190
Hauswald Edwin: Nowe sposoby reorganizacji zakładów przemysłowych *	230
<b>Nekrologja.</b>	
† Szaynok Władysław	47
† Rogoziński Kazimierz *	115
† Maciejowski Andrzej *	178
† Baecker Tadeusz *	307
† Łoś Jan	354
<b>Obrabiarki.</b>	
Nowoczesne obrabiarki skrawające	210
<b>Pomiary wodne.</b>	
Born Artur: Pomiary wielkości wleczenia materiału na dolnej Wiśle *	21, 33, 49
Szachtmajer: Jesienny pochód lodów z r. 1927 *	92
-----	
Dawne formuły empiryczne dla łożysk sztucznych	112
Doświadczenia amerykańskie dotyczące przepływu przez koronę grobli murowanej	113
<b>Przemysł.</b>	
Hauswald Edwin: Przemysł. (P. D.)	31
<b>Różne.</b>	
Pareński Aleksander: Zarys monografji rzeki Prypeci *	234 245, 261, 217
-----	
Komisja dla spraw piorunochronów	131
25-lecie pracy zawodowej dyrektora gazowni miejskiej we Lwowie inż. Kazimierza Żardeckiego	179
Zebrań towarzyskie ku czci inż. St. Kozłowskiego.	336
<b>Samochody.</b>	
Bratro Emil: Komunikacja samochodowa i jej stosunek do kolei	24, 36
-----	
Problem komunikacyjny w Londynie	322
Spopularyzowanie transportu motorowego	323
Jak szybko kierowca może zatrzymać samochód	323
Ilość samochodów w świecie	323
Zwolnienie samochodów turystycznych od cła w St. Zj. A. P.	323
Przeciętny wiek życia samochodu	355
Budowa samochodów w Polsce.	388
<b>Statyka budowli.</b>	
Thullie M. - Chmielowiec A.: Naprężenia drugorzędne w belkach kratowych i sposób przybliżony ich wyznaczania *	10
Olszak Waclaw: Wytrzymałość na zginanie belek żelbetowych o przekroju prostokątnym jedno- i obustronnie zbrojonych *	28
Thullie M. - Chmielowiec A.: Linje wpływowe naprężeń drugorzędnych *	65
Stronczak - Miłaszewski Adam: Belka ciągła na podporach sprężyste ugiętych i obracalnych *	257, 272
Chmielowiec Alfons: Sklepienie o kształcie rzutu łańcuskowej *	289
Chmielowiec Alfons: Łuk jako odwrócony wieszak	301, 309
Chmielowiec Alfons: Największe momenty i siły poprzeczne drewnianych mostów drogowych *	357
Chmielowiec Alfons: Obliczenie drewnianych dźwigarów złożonych *	373
-----	
Szelągowski Franciszek: W sprawie stateczności prętów o zmiennym momencie bezwładności (Thullie M)	62
Moment w dźwigarach utwierdzonych i ciągłych	100
Nowy wzór na wyboczenie	100
Systematyka wzorów na wyboczenie mimoosiowe	100

	Stronica		Stronica
Przepisy dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym . . . . .	130	Rożański Adam: Sprawozdanie Komitetu ekspertów Ligi Narodów o drogach wodnych i portach morskich Polski, o osuszeniu Polesia i o zaopatrzeniu Górnego Śląska w wodę do picia . . . . .	106, 123
Kopuły o równych naprężeniach normalnych . . . . .	262	<b>Wytrzymałość materiałów.</b>	
Stefan Bryła: Podręcznik inżynierski w zakresie inżynierii lądowej wodnej (A. Pareński) . . . . .	194	Nechay Jerzy: Mechaniczna Stacja Doświadczalna Politechniki Lwowskiej na usługach przemysłu budowlanego . . . . .	110
Zeszkłady statycznie niewyznaczalne żelazne . . . . .	259	Humnicki A.: Mechaniczne próby materiałów na wystawie Berlińskiej 24. X. — 5. XI. 1927 r. * . . . .	127
C. Mörsch: Dźwigar ciągły (M. Thullie) . . . . .	260	Rychlewski Włodzimierz: Badania laboratoryjne materiałów budowlanych * . . . . .	155, 174
Tablice do obliczenia łuków Dr. Bélcó'go . . . . .	306	Ostkiewicz-Rudnicki: Płyty trocinowo-cementowe. . . . .	159
J. Parcel-G. Maney: Wykład elementarny sił statycznie niewyznaczalnych (Dr. M. Thullie) . . . . .	306	Nechay J.: Powiększenie wytrzymałości betonu przez odpowiednie uziarnienie kruszywa . . . . .	192
Thullie M. - Chmielowiec A.: Naprężenia drugorzędne w belkach kratowych (Pareński Al.) . . . . .	369	<hr/>	
<b>Szkolnictwo.</b>		Wyniki prób cementów . . . . .	31
Zakończenie kursu inżynierji sanitarnj w Państwowej Szkole Higjeny . . . . .	32	Cement wyborowy prędko wytrzymały . . . . .	75
Księga Pamiątkowa wychowanków b. gimnazjum i szkoły realnej w Warszawie . . . . .	47	Nowy rodzaj belki kontrolnej . . . . .	75
O praktyki wakacyjne dla wychowanków szkół zawodowych . . . . .	164	Przepisy betonowe norweskje . . . . .	75
Wyższe Studium Handlowe w Krakowie . . . . .	196	Skład betonu a wytrzymałość na ciśnienie . . . . .	75
Dokształcenie sanitarne inżynierów . . . . .	322	Przyrządy dla wyznaczenia naprężeń w zeszkładach żelaznych . . . . .	76
<b>Technologia chemiczna.</b>		Wysokość naprężeń dopuszczalnych . . . . .	113
Elektroliza wody pod wysokiem ciśnieniem . . . . .	192	Cement wyborowy . . . . .	161
<b>Towarzystwa.</b>		O zmęczeniu metali wskutek zmiennych naprężeń . . . . .	162
Polskie Towarzystwo Politechniczne we Lwowie:		Doświadczenia ze słupami drewnianymi na wyboczenie . . . . .	353
Ogłoszenie o Walnem Zgromadzeniu . . . . .	48, 84	O granicy ciastowatości . . . . .	353
Odczyty: Chmielowiec Alfons: Jak liczyć płytę żelbetową w mostach. Przepisy. Teorja. Praktyka. . . . .	196	<b>Zakłady o sile wodnej.</b>	
Oddział P. T. P. w Przemysłu . . . . .	84	Zakład o sile wodnej Ryburg-Schwörstadt . . . . .	162
" " " " " Samborze . . . . .	84	<b>Żegluga śródziemna.</b>	
" " " " " Stanisławowie . . . . .	84	Rożański Adam: Sprawozdanie Komitetu ekspertów Ligi Narodów o drogach wodnych i portach morskich Polski, o osuszeniu Polesia i o zaopatrzeniu Górnego Śląska w wodę do picia . . . . .	106, 123
" " " " " Tarnowie . . . . .	84	<hr/>	
Posiedzenia Wydziału Głównego: 16, 48, 64, 116, 132, 148, 164, 180, 212, 276, 308, 356		Zestawienie danych statystycznych co do przewozu towarów i ruchu żeglugowego na drodze wodnej Wisła-Odra i Noteci Górnej w r. 1927 . . . . .	130
Protokół Walnego Zgromadzenia z dnia 28. marca 1928 r. . . . .	324	<b>Żelazo-beton.</b>	
50 Sprawozdanie Wydziału Głównego za 1927 r. . . . .	79	Kuryllo Adam: O nowszych budowlach żelbetowych w Polsce * . . . . .	1, 18
Sprawy redakcyjne . . . . .	16	Olszak Waclaw: Wytrzymałość na zginanie belek żelbetowych o przekroju prostokątnym jedno i obustronnie uzbrojonych * . . . . .	28
Sprostowania: 48, 116, 132, 164, 260, 276, 308, 340, 372		Czyż Eugenjusz: Jeszcze o obliczaniu uzbrojenia pierścieniowego w zbiornikach żelbetowych * . . . . .	191
Listy do redakcji . . . . .	164	<hr/>	
Walne Zebranie Sekcji Mechaników . . . . .	64	Uzbrojenie belek żelbetowych na ścinanie . . . . .	61
Związek Polskich Czasopism Techn. i Zawodowych i Sekcja Polska Federacji M. O. Z. . . . .	211	Wytrzymałość budynków żelbetowych podczas orkanu . . . . .	61
<b>Tunele.</b>		Jeszcze o obliczaniu belek żelbetowych na ścinanie . . . . .	61
Najdłuższy tunel kolejowy w Ameryce . . . . .	15	Nowe rozporządzenie austrjackie dla żelbetu . . . . .	61
Tunel Moffat . . . . .	30	Przepisy betonowe norweskje . . . . .	75
Andreac C.: Budowa długich, nisko położonych tuneli górskich (Dr. M. Thullie) . . . . .	32	Wytrzymałości kostkowe betonu dla żelbetu . . . . .	75
<b>Wodociągi i kanalizacja miast.</b>		O słupach uzwojonych . . . . .	113
Mazur Michał: Projekt zbiornika betonowego dla stacji przepompowania w Karacynowie wodociągu miasta Lwowa * . . . . .	7	Nowy ustrój słupów żelbetowych . . . . .	162
Eberman Ludwik-Czyżowski Roman: Stacja przepompowania w Karacynowie wodociągu miasta Lwowa . . . . .	45	Projektowanie i ustrój rusztowania i deskowania dla zeszkładów żelbetowych . . . . .	162
Eberman L.-Czyżowski R. - Rodakowski Z.: Jeszcze stacja przepompowania w Karacynowie wodociągu miasta Lwowa . . . . .	77	Jak liczyć płytę żelbetową w mostach . . . . .	196
		Normalizacja słupów żelbetowych uzwojonych . . . . .	227
		Nowe zastosowanie żelazobetonu w nawierzchni kolejowej . . . . .	275
		G. Magnel: Praktyka obliczenia żelbetu (M. Thullie) . . . . .	387





TRESĆ: Inż. J. Francos: Zastosowanie własnego systemu przy budowie mostów kratowych na Wiśle w Krakowie i na Wielopólcie w Ropczycach. — Inż. A. Chmielowiec: Łuk jako odwrócony wieszak. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Nekrologja. — Różne sprawy. — Sprawy Towarzystwa.

Inż. Józef Francos (Tarnów).

## Zastosowanie własnego systemu przy budowie mostów kratowych na Wiśle w Krakowie i na Wielopólcie w Ropczycach<sup>1)</sup>.

W artykule p. t. „Przełomowy most drewniany kratowy własnego systemu i zastosowanie tego systemu przy konstrukcjach dachowych“, ogłoszonym w r. 1924 w *Czasopiśmie Technicznym* podałem zasady swego systemu, przy czym opisałem wybudowany w r. 1916 most wojenny w Okszwie pod Chełmem i kilka wykonanych konstrukcji dachowych.

Dziś chcę opisać wykonane przezemnie dalsze budowlane mostowe oraz podzielić się swymi spostrzeżeniami, przy czym niektóre myśli, które w r. 1924 podałem pobieżnie, szkicowo, dziś szerzej rozwinę.

Pomimo, że mój system powstał w r. 1915, a w roku 1916 został zgłoszony w dzisiejszej formie do patentu, będę się często posługiwał dla poparcia swoich poglądów literaturą, która się ukazała dopiero po r. 1920.

Pokróćce podam swoje tezy, znane częściowo z powyższego artykułu:

System mój powstał z krytyki znanych do r. 1915 systemów mostowych i zadanie, jakie sobie postawiłem, było skonstruować most drewniany przy wykluczeniu robót ciesielskich i wyłącznym użyciu maszyn roboczych.

Mimo twierdzenia większości konstruktorów drzewnych, że jedynie zaciós odpowiada istocie i naturze drzewa i, że konstruktor zespołów drzewnych powinien opanować sztukę ciesielską, polegającą na znajomości zaciósów, ja stanowczo zarzuciłem ten sposób łączenia poszczególnych elementów konstrukcyjnych.

Poszedłem drogą zakreśloną już dawno przez de l'Orma (r. 1561), Emmy-ego (r. 1819), Ardant-a (r. 1840), twórcę pierwszej kraty Towna (r. 1820) oraz przez Stephana (r. 1900) i Hetzera (r. 1907), którzy starali się wykonać konstrukcje drewniane łukowe i kratowe bez zaciósów.

Drogę tę obrali równocześnie ze mną i po mnie wszyscy niemieccy i szwedzcy konstruktorzy nowoczesnego budownictwa drzewnego.

### Krata Towna.

Town, na którym się wzorowałem, skonstruował — jak wiadomo — kratę swą (rys. 1) jako gęstą sieć o pasach górnych i dolnych z belek, a o krzyżulcach z desek względnie brusek. Krzyżulce w kracie Towna nie przecinają się, lecz stykają się ze sobą, wobec czego odstęp pasów od siebie równa się podwójnej grubości krzyżulców. Pasy z krzyżulcami łączy Town bez zaciósów tylko śrubami i gwoździami drewnianymi i żelaznymi.

Wady systemu Towna są następujące:

1. Krata jest statycznie niewyznaczalną, wymaga zatem więcej materiału drzewnego<sup>2)</sup>,
2. ani śruba, ani gwoździe nie dają skutecznego połączenia,
3. wytrzymałość krzyżulców na wyboczenie jest niedostateczna<sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> Artykuł niniejszy jest opracowaniem odczytu wygłoszonego w Towarzystwie Politechnicznym we Lwowie dnia 8 czerwca 1927.

<sup>2)</sup> Melan: Hölzerne Brücken 1910, str. 206.

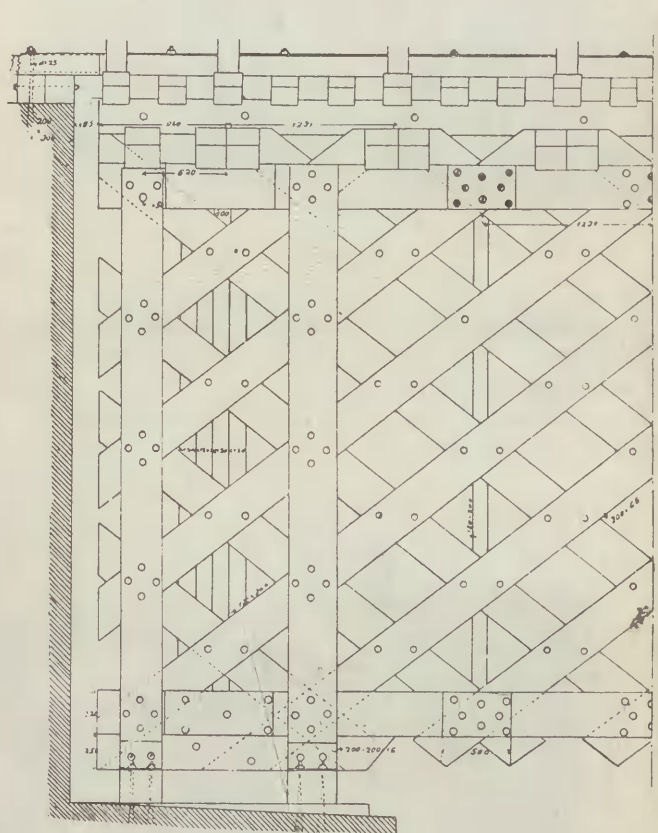
<sup>3)</sup> Thulie: Mosty drewniane, t. II, str. 2.

### Zasady mego systemu.

Celem uniknięcia powyższych wad, system mój opiera się na następujących elementach względnie zasadach:

#### a) śrubogwoźdź.

Zamiast śrub, względnie gwoździ, stosuję śrubogwoździe (rys. 2 a, b) lub śruby podsadzane (rys. 3), na



Rys. 1.

których opieram wyłącznie połączenie poszczególnych części konstrukcyjnych. Podczas gdy zwykle wbija się śruby w otwór o 1—2 mm większy<sup>1)</sup> tak, że śruba w razie zeschnięcia się drzewa luźnie siedzi, to ja swoje śrubogwoździe wbijam w otwór mniejszy o 1—2 mm od średnicy śruby, przez co wywołuję stężenie włókien, jak przy wbijaniu gwoździ.

#### b) zróżniczkowanie materiału.

Opierając swoją kratę wyłącznie na łączeniu poszczególnych części śrubami, mam do dyspozycji — w razie stosowania belek — połączenie o małej sile nośnej, gdyż śruby liczę na zginanie, a nie na ścinanie, jak nity przy konstrukcjach żelaznych. Chcąc zwiększyć nośność śrub, musiałem materiał drzewny zróżniczkować, t. j. skonstruować system swój z dyli, a nie z belek. — Dla uzasadnienia następujący przykład (rys. 4):

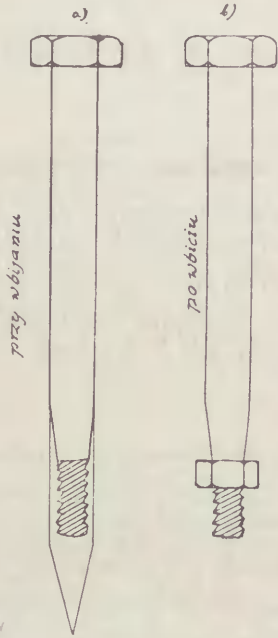
<sup>1)</sup> Gesteschi: Hölzerne Dachkonstruktionen, Berlin 1923, str. 23.



a) Przy stosowaniu belek 24/30 cm nośność śruby 26 mm średnicy wynosi  $Q = \frac{8 k_b \cdot W}{l}$

$$Q = \frac{8 \times 1200 \text{ kg/cm}^2 \times 1.726 \text{ cm}^3}{48 \text{ cm}} = 345 \text{ kg}$$

$$Q = 0.345 \text{ t.}$$



Rys. 2.

$k_b$  = dopuszczalne natężenie żelaza na zginanie = 1200 kg/cm<sup>2</sup>.

$l$  = teoretyczna rozpiętość.

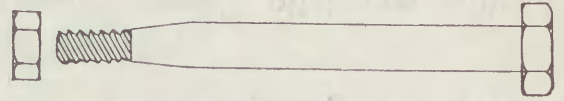
$W$  = moment oporu śruby o średnicy 26 mm = 1.726 cm<sup>3</sup>.

b) przy zróżniczkowaniu materiału, t. j. przy przetarciu powyższych belek 24/30 cm na brusy ta sama śruba potrafi przenieść (rys. 5):

$$Q_1 = \frac{3 \times 10 k_b \cdot W}{l}$$

$$Q_1 = \frac{3 \times 10 \times 1200 \text{ kg/cm}^2 \times 1.726 \text{ cm}^3}{20 \text{ cm}} = 3.107 \text{ t}$$

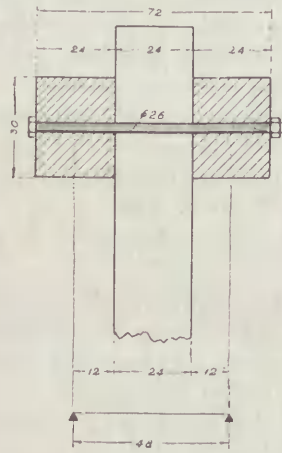
$$Q_1 = 3.107 \text{ t} = 9 \cdot Q$$



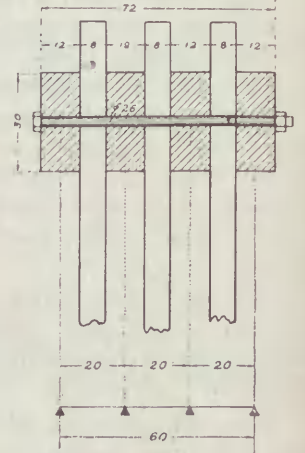
Rys. 3.

czyli śruba tasama potrafi przenieść przy zróżniczkowaniu materiału drzewnego siłę znacznie większą, w danym wypadku 9-cio krotną.

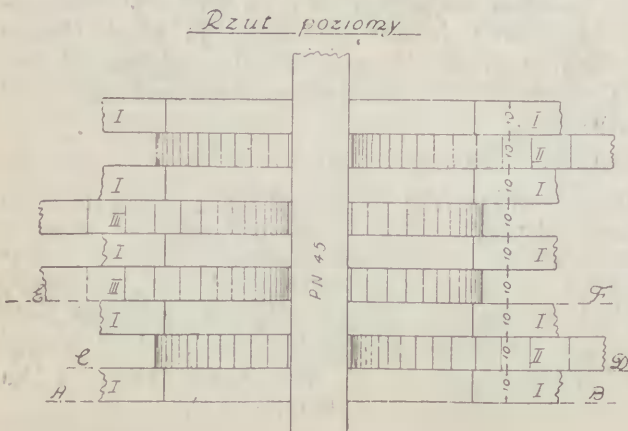
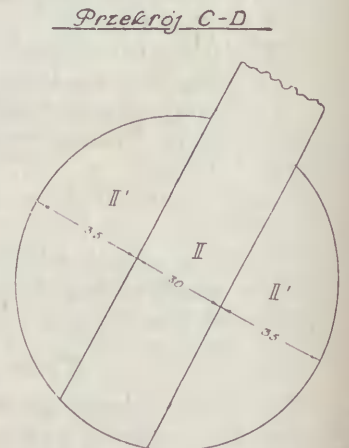
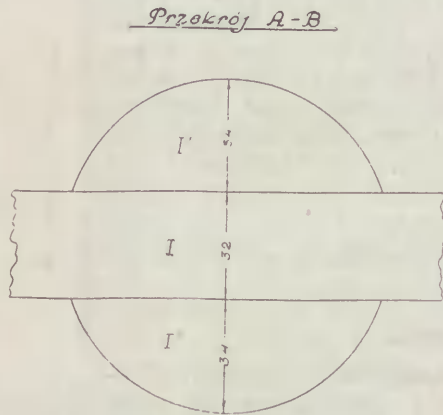
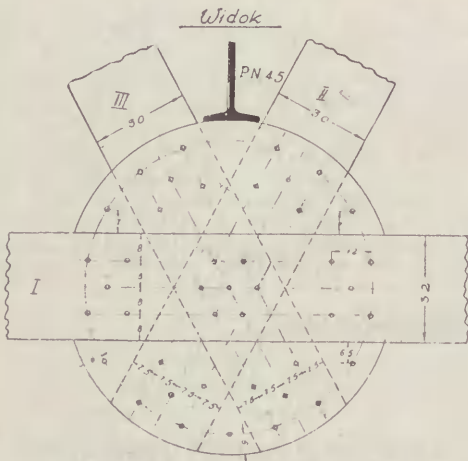
Rozumie się, że przy liczeniu ilości oraz średnicy śrub mających przenieść daną siłę, miarodajną jest nie



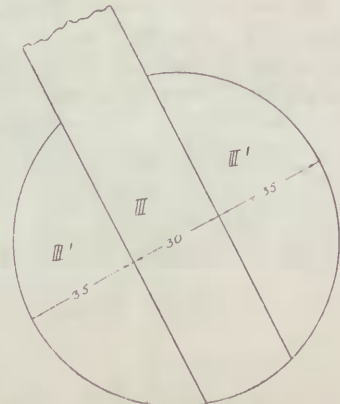
Rys. 4.



Rys. 5.



Przekrój E-F



Rys. 6.

tylko wytrzymałość śrub na zginanie, ale również i wytrzymałość drzewa w pasach na ciśnienie na ściankę dziurki  $\perp$  do włókien.

a) przy konstrukcji kraty z miękkiego drzewa ciśnienie na ściankę  $\perp$  do włókien

$$Q_2 = 4 \times 12 \text{ cm} \times 2.6 \text{ cm} \times 20 \text{ kg/cm}^2 = 2.496 \text{ t} < Q_1 = 3.107 \text{ t}$$

b) przy użyciu drzewa twardego do konstrukcji kraty

$$Q_3 = 4 \times 12 \text{ cm} \times 2.6 \text{ cm} \times 50 \text{ kg/cm}^2 = 6.24 \text{ t} > Q_1 = 3.107 \text{ t}$$

W Niemczech przyjmuje się ciśnienie na ściankę dziurki prostopadle do włókien przy dębinie nawet  $70 \text{ kg/cm}^2$ <sup>1)</sup>.

Przy użyciu drzewa twardego można zatem wykorzystać lepiej wytrzymałość śrub.

Liczenie śrub na zginanie, a nie na ścinanie jest dziś dzięki badaniom Schnittmana, Jacksona, Gesteschi'ego i i. teoretyków rzeczą obowiązującą. Na ten sposób liczenia zostałem naprowadzony — co tu z wdzięcznością podnoszę — wywodami prof. dr. Thulliego, który 25 lat przed publikacjami powyższych autorów niemieckich, wskazał przy krytyce systemu Towna i mostu na Wełtawie w Pradze na konieczność liczenia śrub na zginanie, a nie na ścinanie<sup>2)</sup>.

### 3. Węzły tarczowe (rys. 6).

Town stosując przy swoim systemie nawet 30 cm szerokie belki tejsamej szerokości krzyżulce mógł użyć do ich połączenia 4—5 śrub 30 mm średnicy, mógł więc na pojedynczy krzyżulec przenieść małą siłę, co go zmusiło do stworzenia gęstej kraty, statycznie niewyznaczalnej.

Chcąc stworzyć kratę statycznie wyznaczalną o dużych polach, wprowadziłem do budownictwa drzewnego węzeł tarczowy, który jest zastosowaniem przy kratkach drewnianych węzła sieci ze sznurów. Przez przedłużenie krzyżulców poza pasy górne i dolne i przez

### A) Most prowizoryczny na Wiśle w Krakowie.

Z powodu groźnego stanu zamknięto w r. 1925 stary most podgórski dla ruchu pieszego i kołowego. Celem prędkiego umożliwienia komunikacji na tej ważnej arterji między Krakowem a Podgórzem, poleciło mi Ministerstwo Robót Publ. na wniosek Okr. Dyr. Rob. Publ. w Krakowie wykonać w jaknajkrótszym czasie most prowizoryczny własnego systemu na starych przyczółkach i filarach. Dnia 2 listopada 1925 rozpocząłem budowę, a dnia 2 lutego 1926 ukończyłem budowę mostu.



Ryc. 7.

Po odliczeniu świąt i 2 dni straconych na zabezpieczenie materiału przed powodzią, wykonałem budowę tego 146 m długiego mostu, mimo pory zimowej w ciągu 69 dni.



Ryc. 8.

zastosowanie całego systemu krzyżujących się łuków w płaszczyznach pasów i krzyżulców mam możliwość przeniesienia sił z pasów na krzyżulce zapomocą 15—20 śrub oraz stwarzam sztywny węzeł wytrzymały w równej mierze na rozciąganie i ściskanie.

Po tych wywodach przechodzę do opisu wykonanych budowli mostowych.

#### a) Opis starego mostu podgórskiego.

Stary most podgórski (ryc. 7) był dziś rzadko spotykaną budowlą łukową z giętych belek o małej strzałce wedle systemu Emmy'ego. Łuków było 7, a każdy łuk składał się z 5-ciu belek giętych 26/26 cm.

Most ten wybudowany w r. 1847 stał do r. 1925, a więc 78 lat i zawdzięczał swoje długie istnienie racjonalnemu wykonaniu. Do budowy tego mostu użyto w całości drzewa modrzewiowego, które musiało być suche

<sup>1)</sup> Brönneck: Holz im Hochbau, 1927, str. 105.

<sup>2)</sup> Thulie: Mosty drewniane, t. II, str. 2 i 19.



przy rozpoczęciu budowy, skoro po 80 blisko latach wymiary belek różniły się mało od wymiarów podanych w oryginalnym planie.

Poszczególne łuki były pierwotnie nakryte blachą ołowianą, przybitą do łuków, prócz tego poszczególne belki były powleczone żywicą. Skrajne łuki były oszalowane zewnątrz deskami modrzewiowymi.

Most ten rozebrałem ze specjalnie wykonanego rusztowania, którego później użyłem do montowania mojej konstrukcji kratowej.

#### b) Opis nowego mostu (ryc. 8).

Rozpiętość mostu wynosi 28,5 m, wysokość kraty 5,2 m, szerokość jezdni 4,8 m, obustronne chodniki po 1,0 m. Ze względu na prowizoryczny charakter budowy liczone most na obciążenie III klasy.

Strzałka przy moście krakowskim wynosi 20 cm, którą uzyskałem przez wygięcie dyli pasów górnych i dolnych.

Węzły pokryłem blachą pocynkowaną, pasy górne i dolne deskami i papą.

#### c) Przeprowadzenie budowy mostu.

Na dwóch profilach ułożonych na obu bulwarach wiślanych składałem poszczególne kraty, przewiercałem je 4 ręcznymi wiertarkami elektrycznymi (ryc. 9), poczem poszczególne części kraty przenosiłem na rusztowanie z kobylic oraz pomocniczych rusztowań z desek i dyli (ryc. 10), gdzie montowałem kraty, łącząc poszczególne elementy śrubami podsadzaniem, które wbijałem ciężkimi młotami w poprzednio wywiercone otwory.

Największa wydajność pracy, jaką zdołałem przy



Ryc. 9.

Kraty poszczególne są zbudowane w całości z dyli sosnowych 10 cm grubych. Pasy dolny i górny składają się z 3 dyli, ścięgnię i zastrzały z 2 dyli na siebie nałożonych. Odstęp więc dyli pasowych od siebie przedzielonych ścięgnię i zastrzałem wynosi 20 cm. Zarówno zastrzały, jakoteż ścięgnię są przedłużone poza pasy i połączone systemem krzyżujących się łubków z pasami, przez co wytwarzam silny węzeł tarczowy o średnicy 95 cm. Połączenie krzyżulców z pasami jest wyłącznie osiowe i uskuteczniłem je zapomocą śrub podsadzanych.

Celem zmniejszenia odstępu poprzecznie od siebie, na których spoczywa podkład mostowy oraz równomiernego obciążenia wszystkich węzłów, zawieszam na węzłach górnych słupy z 2 dyli 10 cm grubych, które dźwigają poprzecznicę podwójne, zaś na węzłach dolnych układam poprzecznicę pojedyncze bezpośrednio.

Celem stężenia konstrukcji przeciw parciu wiatru dałem wiatrownice górne i dolne.

Dla usztywnienia pasu górnego i zastrzałów przeciw wyboczeniu dałem między poszczególne dyle wkładki w odległości 1,0 m od siebie.

zastosowaniu premji uzyskać, przedstawia się następująco:

Złożenie jednej kraty na profilu wraz z przysposobieniem materiału wykonało 6 robotników w ciągu 4 dni, przewiercenie kraty 4 wiertarkami, t. j. wywiercenie 1930 otworów na śruby na głębokość 450—1000 mm — robotników 8 przez 3 dni. Montowanie kraty 30 robotników przez 6 dni. Podkreślam, że nie zawsze mogłem ten efekt pracy osiągnąć, a to z powodu zimowej pory częstych, silnych mrozów i pracy wieczorami przy świetle elektrycznym.

Przy wierceniu 1000 mm głębokich otworów 26—30 mm średnicy odchyłka do pionu wynosiła zaledwie 2 - 5 mm, a wywiercenie takiego otworu trwało na 1 1/2 - 2 minut. Przeciętnie trwało zagłębienie się świda o 1 cm 1-na sekundę.

#### d) Ilość użytych do budowy materiałów.

Do budowy 1 przęsła 28,5 długości, 6,8 szerokości (między kratami) użyto:

1. drzewa . . . . .	104,5 m <sup>3</sup>
2. żelaza . . . . .	4609 kg



t. j. na 1 mb mostu przypada  $3.69 m^3$  drzewa i 162 kg żelaza.

Rozdział drzewa na poszczególne części konstrukcyjne przedstawia się następująco:

a) na właściwą kratę . . . . .  $59.61 m^3$   
(z czego  $22.11 m^3$  na łubki i wkłady o długości  $0.3 m - 1.0 m$ , a więc 37% materiału użytego na kraty);

b) na poprzecznicę, podłużnicę, wiatrownice, pomost . . . . .  $44.89 m^3$   
razem . . . . .  $104.50 m^3$



Ryc. 10.

Dla zobrazowania stopnia zróżniczkowania materiału zaznaczam, że do konstrukcji jednej kraty użyto 58 sztuk dyli  $6.0 m - 11.75 m$  dług., 30 sztuk dyli  $3.0 m - 6.0 m$  dług. i 332 sztuk dyli  $0.4 m - 1.1 m$ .

#### Koszta budowy.

##### A) Roboty przygotowawcze.

1. Oparkanie placu składowego, budowa magazynu, kuźni . . . . .	1.372 zł.
2. rozebranie starego mostu łukowego . . . . .	8.204 „
	9.516 zł.

##### B) Rusztowanie.

a) materiał . . . . .	4.504 zł.
b) robocizna i administracja . . . . .	6.114 „
	10.618 zł.

##### C) Właściwa budowa mostu (146 m dług.)

a) materiały (drzewo, żelazo) . . . . .	64.050 zł.
b) robocizna . . . . .	49.612 „
c) narzędzia . . . . .	4.751 „
d) administracja . . . . .	8.160 „
e) różne wydatki (zabezpieczenie konstrukcji przed zaciekaniem, papa, blacha, karbolinum) . . . . .	4.596 „
razem . . . . .	131.169 zł.

#### Zestawienie kosztów.

Roboty przygotowawcze . . . . .	9.516 zł.
Rusztowanie . . . . .	10.618 „
Właściwa budowa . . . . .	131.169 „
razem . . . . .	151.363 zł.

#### Badanie wytrzymałości mostu.

Przeprowadzone w dniach 16 i 23 stycznia 1926 badania komisyjne wykazały, że poszczególne przęsła ugięły się pod ciężarem własnym o  $3 - 5 mm$ , zaś podczas komisyjnego dochodzenia w dniu 30 stycznia 1926 (ryc. 11)



Ryc. 11.

ugięło się pierwsze przęsło od strony Krakowa pod jednostajnym ciężarem  $339 kg/m^2$  o  $11 mm$ , z czego elastyczne ugięcie wynosiło  $7 mm$ , zaś trwałe  $4 mm$ . Powyższe ugięcia są zatem mniejsze, niż dopuszczalne ugięcia dla konstrukcji żelaznych.

Dla porównania przytoczę daty, uzyskane przy badaniu mostu systemu Küblera (jednego z niemieckich reprezentantów nowoczesnego budownictwa drzewnego). Most Küblera o rozpiętości  $22.6 m$ , a szerokości  $5.0 m$  ugiął się pod ciężarem jednostajnym  $300 kg/m^2$  o  $37 mm$ <sup>1)</sup>.

Zaś wykonany podczas wojny w r. 1916 konstrukcji Hov'a o rozp.  $30 m$  wykazał trwałe ugięcie  $80 mm$ <sup>2)</sup>, a więc 10 razy większe ugięcie, niż most krakowski.

#### B) Most na Wielopólce w Ropczycach (ryc. 12).

Most ten o świetle  $20 m$ , szerokości jezdni  $5.4 m$ , a szerokości chodników  $2 \times 1.0 m$  dla obciążeń II klasy wybudowałem jako:

1. belkę górnoparaboliczną,
2. z dębowych dyli  $8 cm$  grubości,
3. sztucznie suszonych,
4. w tartaku XX. Sanguszków w Tarnowie,

gdzie przy pomocy piły taśmowej i cyrkularki odwiązałem, wiertarkami elektrycznymi przewierciłem, następnie rozebrałem i przewiozłem koleją i furami na miejsce budowy do Ropczyc, oddalonych o  $50 km$  od miejsca odwiązania konstrukcji.

Powody, dla których odstąpiłem na całej linii od zasad stosowanych w dzisiejszym budownictwie mostów drewnianych są następujące:

ad 1. Stosowanie krat o pasach łukowych.

Przez stosowanie krat górnoparabolicznych osiągam lepsze wyzyskanie materiału oraz estetyczniejszy wygląd niż przy (dotychczas i przezemnie) stosowanych konstrukcjach kratowych prostokątnych i trapezowych, który to wzgląd odgrywa ważną rolę przy budowie mostów w miastach.

<sup>1)</sup> Kersten: Freitragende Holzbauten, Berlin 1921, str. 140.

<sup>2)</sup> Gesteschi: Der Holzbau, Berlin 1926, str. 331 i Laskus Hölzerne Brücken, Berlin 1918, str. 174.

Powtóre chciałem przez wykonanie belki górnoparabolicznej udowodnić, że stosowany przezemnie „węzeł tarczowy“ przy konstrukcjach kratowych jest bezwzględnie pewny i wytrzymały na ściskanie i rozciąganie, co umożliwia stosowanie przy budowie mostów drewnianych belki parabolicznej, belki Schwedlera, kratowej belki łukowej, Vierendela i t. d., a więc ustrojów używanych dotychczas wyłącznie przy budowie mostów żelaznych.

ad 2. Stosowanie najtrwalszych materiałów drewnianych, t. j. dębiny, modrzewia i doborowej sośniny do konstrukcyj kratowych.

Na dobór materiałów drewnianych przy budowie mostów o większych rozpiętościach zwraca się dziś małą uwagę, stosuje się bowiem jedlinę, świerczynę, a w naj-

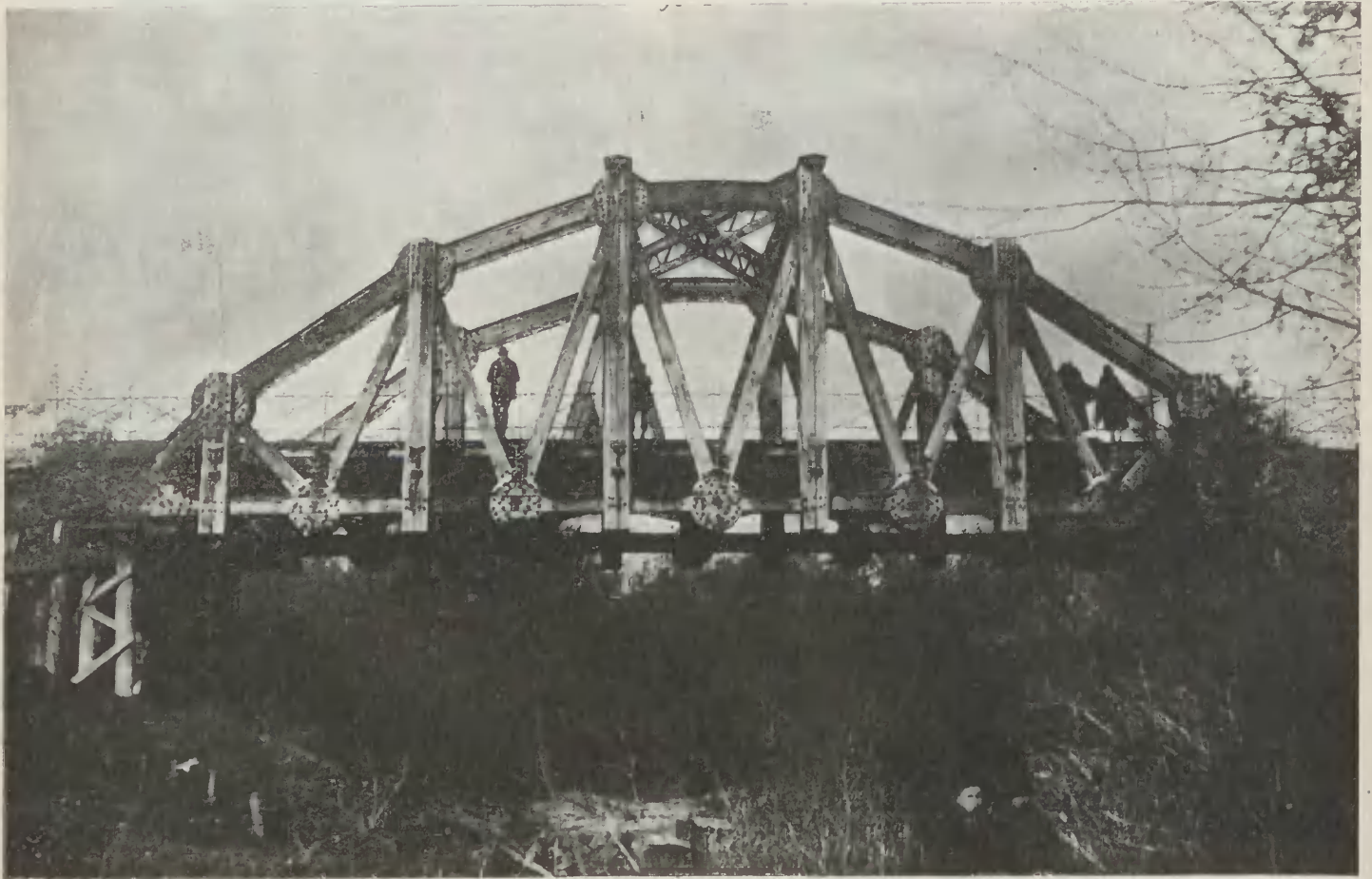
Mosty zaś ze zwykłego miękkiego drzewa (jedliny, świerczyny, lub lichej sośniny), trwają zależnie od gatunku i ochrony drzewa 12—25 lat, a podczas wojny wybudowane mosty z miękkiego drzewa, kiedy to na dobroć materiałów i czas ścinki nie zwracano wielkiej uwagi, stały zaledwie 7—12 lat. I tak:

1. Most na Dunajcu w Biskupicach radłowskich uległ zniszczeniu po 7 latach.

2. Most na Dunajcu w Zgłobicach pod Tarnowem po 8 latach.

3. Most na Białej w Tuchowie po 12 latach istnienia jest zupełnie zbutwiały.

Dlatego jest wskazanym w budownictwie mostowym powrót do najszlachetniejszych gatunków drzewa, tj. dę-



Ryc. 12.

lepszym wypadku sośninę, przez co się zmniejsza trwałość mostów. Zmniejszenie kosztów budowy mostów z gorszych materiałów drewnianych nie stoi w żadnym stosunku do długiej trwałości mostów ze szlachetnych materiałów. Dla uzasadnienia kilka przykładów:

1. Most na Białej pod Tarnowem wybudowany w r. 1789, częściowo odnowiony w r. 1850, istniał do r. 1914 i w bardzo dobrym stanie został przez wojska zaborcze zniszczony.

2. Most na Sanie pod Przemyślem wybudowany w r. 1779 został w r. 1845 zniszczony przez dużą wodę<sup>1)</sup>.

3. Most na Wiśle w Krakowie wybudowany w r. 1847 został przezemnie rozebrany w r. 1925.

4. W Szwajcarii do dnia dzisiejszego znajdują się mosty, które istnieją już 100 lat i więcej.

Wymienione wyżej przezemnie mosty małopolskie oraz mosty szwajcarskie<sup>2)</sup>, które istniały 60—100 lat były wszystkie wybudowane z dębiny lub modrzewia.

biny, modrzewia i doborowej sośniny. Dębina we wschodniej Małopolsce i na Wołyniu, modrzew w Radomskiem, doborowa, wysokocenna, bez sęków sośnina ołycka i klewańska<sup>1)</sup> oto materiały nadające się znakomicie do budowy mostów kratowych.

Do tych samych rezultatów co do trwałości gatunków drzewa dochodzą inżynierowie kolejowi w dziedzinie progów kolejowych.

Inż. Krüger w artykule „Jakich mamy używać podkładów do budowy i utrzymania nawierzchni dróg żelaznych“ oświadcza się w pierwszym rzędzie za podkładami dębowymi i modrzewiowymi w łukach i prostych na stykach szyn, pozatem za używaniem sosnowych podkładów<sup>2)</sup>.

ad 3. Sztuczne suszenie drzewa mostowego.

Budowane dawniej mosty zawdzięczały swoje długie istnienie nie tylko doborowemu materiałowi, ale też oko-

<sup>1)</sup> Thullie: Mosty drewniane (atlas).

<sup>2)</sup> Kersten: Freitragende Holzbauten 1920 str. 43.

<sup>1)</sup> Pączewski: Lasy, przemysł i handel drzewny w Polsce, str. 10, 32, 33.

<sup>2)</sup> Czasop. Inżynier kolejowy r. 1926 Nr. 11 str. 307.



liczności, że przeznaczone do budowy drzewo suszono 5—10 lat.

W dzisiejszych czasach kilkuletnie suszenie drzewa mostowego na powietrzu jest nie do pomyslenia, ale zato da się znakomicie zastąpić sztucznym suszeniem. Materiał dębowy przeznaczony dla obu krat mostu ropczyckiego wysuszyłem sztucznie w suszni tartacznej w ciągu 1 miesiąca a koszt suszenia wynosił zaledwie 630 zł.

Po poprzednim suszeniu dyli na wolnym powietrzu, suszono materiał ten początkowo przy temperaturze 10° C a następnie doszło się do 50° C. Przez sztuczne suszenie uzyskuję większą wytrzymałość drzewa, gdyż wedle Bauschingera wytrzymałość drzewa suchego jest 2 razy większa, niż drzewa mokrego<sup>1)</sup>.

ad 4. Przystosowanie i wiązanie krat mostowych w tartakach przy użyciu maszyn roboczych.

Na każdym polu dzisiejszej techniki widzimy dążność: 1. do zmechanizowania wszelkiej pracy, 2. do zróżniczkowania, a następnie całkowania materji, 3. do standaryzacji — które to 3 zasady umożliwiają w następstwie racjonalną organizację pracy.

Temi trzema drogami musi bezwarunkowo kroczyć nowoczesna produkcja mostów drewnianych. Chcąc wykazać możliwość produkcji mostów mego systemu wedle zasad dzisiejszej techniki przeniosłem budowę mostu ropczyckiego do tartaku (XX. Sanguszków) na Rudach pod Tarnowem, gdzie miałem do dyspozycji maszyny robocze, jak traki, pilę taśmową i cyrkularkę, prąd elektryczny do popędu wiertarek i susznię parową.

Transport związanej i przewierconej kraty z Tarnowa do Ropczyc nie sprawił mi żadnej trudności, pomimo nadzwyczaj niewygodnych warunków transportu. Z tartaku na Rudach transportowałem furami odwiązany i przewiercony materiał krat na stację w Tarnowie, stąd koleją do Ropczyc i ze stacji kolejowej w Ropczycach znowu furami na miejsce budowy odległe o 4 km od stacji.

W warstatach mostowych mogą również racjonalnie wykorzystać wszelkie odpadki, uzyskane przy przetarciu kłoców, pracować na zmianę w chronionym miejscu i przyspieszyć tempo pracy oraz przejść do zupełnego w głębokiego impregnowania materiału mostowego, w miejsce dotychczasowego powierzchniowego smarowania drzewa destylatami węgla i drzewa.

#### Ilość użytych materiałów do budowy.

Do budowy mostu ropczyckiego użyto:

1. do konstrukcji krat . . . . .	39 m <sup>3</sup> drzewa
2. na podłużnice, wiatrownice górne i dolne i podwójny pomost . . . . .	37 m <sup>3</sup> „
razem . . . . .	76 m <sup>3</sup> drzewa
3 żelaza (śruby i poręcze) . . . . .	5.527 kg
4. poprzecznic żelazne trawersy nr. 40 . . . . .	9.460 „

(Przy moście ropczyckim użyłem zamiast drewnianych poprzecznic trawersów żelaznych nr. 40, gdyż późniejsza wymiana poprzecznic drewnianych, któreby prędzej zgniły jak krata z dębiny, musiałaby w przyszłości spowodować przerwę w komunikacji).

Na 1 mb mostu przypada wedle powyższego wykazu materiałów 3·8 m<sup>3</sup> drzewa, 275 kg żelaza na śruby i poręcze i 473 kg na poprzecznicę.

#### Koszta budowy.

a) Drzewo dębowe . . . . .	10.820 zł. 50 gr.
b) Żelazo na śruby i poręcze . . . . .	4.816 „ 66 „
c) Trawersy (9460 kg) . . . . .	3.973 „ 18 „

d) Robocizna . . . . .	4.416 zł. 18 gr.
e) Administracja . . . . .	737 „ 78 „
Razem . . . . .	24.764 zł. 29 gr.

1 mb mostu ropczyckiego kosztował zatem:

$$24.764 \cdot 29 \text{ zł.} : 20 = 1238 \text{ zł.}$$

#### Obciążenie mostu.

Przeprowadzone dnia 14 lutego 1927 komisyjne obciążenie mostu ciężarem jednostajnym 400 kg/m<sup>2</sup> dało ugięcie krat o 11 mm.

Uwagi co do wykonanych mostów i co do możliwości ulepszenia w przyszłości mostów mego systemu.

1. System mój jest statycznie wyznaczalny, połączenia pasów z krzyżulcami osiowe.

2. Umożliwia on tworzenie typów mostów dla różnych rozpiętości, opartych na jednym wymiarze brusów.

Most wojenny w Chełmie skonstruowałem z 5 cm brusów, na Wiśle w Krakowie z 10 cm grub., zaś w Ropczycach z 8 cm grubych brusów.

3. Stosowanie brusów umożliwia nietylko lepsze — jak pierwiej wykazałem — wykorzystanie śrub, ale umożliwia również kontrolę jakości materiałów. Brusy, używane ze środka kłoców, a więc prawie bez sęków, stosuję do konstrukcji pasów i krzyżulców, zaś z brusów bocznych wycinam z ominięciem sęków, łubki do tarcz i wkłady o długościach 0·3 m—1·0 m, a który to drobny materiał stanowi — jak przy moście Krakowskim wykazałem — 37% objętości drzewa, użytego do konstrukcji krat. Przy stosowaniu zaś belek musimy się liczyć z ukrytymi wewnątrz czarnymi sękami, które zmniejszają wytrzymałość materiału.

4. Wysokość krat przyjąłem przy moście krakowskim 1:5·7, zaś przy moście ropczyckim 1:4, zamiast w Europie używanych stosunków 1:8, względnie 1:10. Uczyniłem to, celem zmniejszenia nateżeń w pasach, a w szczególności w pasie dolnym, oraz celem udowodnienia, że zastrzały z brusów połączone z sobą wkładkami — podobnie, jak przy konstrukcjach żelaznych — działają jako całość, gdyż w przeciwnym razie musiałyby, użyte do krzyżulców 7 m długie, a 8 cm grube brusy, wyboczyć się podczas próby obciążenia. Ugięcia minimalne krat podczas obciążenia świadczą o słuszności mej tezy.

5. Wysokie koszty robocizny przy moście krakowskim w stosunku do kosztów użytych materiałów, zostały spowodowane mało wydatną pracą w zimie podczas ostrych mrozów oraz pracą wieczorami przy świetle elektrycznym.

Znaczne zaś koszty materiałów przy moście ropczyckim zostały spowodowane użyciem trawersów na poprzecznicę. W przyszłości zamierzam, celem powiększenia trwałości, drzewo impregnować, zaś celem zmniejszenia ilości śrub poszczególne łubki węzłów sklejać.

#### Impregnowanie drzewa.

Przez przeniesienie wyrobu mostów do warstату staje się możliwym impregnowanie drzewa.

Skuteczność impregnacji ilustrują dobitnie poniższe 2 zestawienia.

#### I. Według Bronnecka<sup>1)</sup> wynosi:

a) trwałość progów sosnowych nienapawanych 7—8 lat	
b) „ „ „ napawanych 20 „	
c) „ „ bukowych nienapawanych 2—3 „	
d) „ „ „ napawanych 30 „	

#### II. Według inż. Krügera<sup>2)</sup>:

a) trwałość progów sosnowych nienapawanych 6 lat	
b) „ „ „ napawanych 12 „	
c) „ „ modrzewiow. nienapawanych 10 „	
d) „ „ „ napawanych 16 „	

<sup>1)</sup> Bronneck: Holzbau im Hochbau Berlin Springer 1927 s. 37.

<sup>2)</sup> Czasopismo *Inżynier kolejowy* r. 1926 nr. 11, str. 307.

<sup>1)</sup> Thullie: Mosty drewniane t. I, str. 5.



e)	trwałość progów dębowych nienapawanych	14 lat
f)	" " " napawanych	20 "
g)	" " bukowych nienapawanych	3 "
h)	" " " napawanych	12 "

Ponieważ mosty z drzewa sosnowego trwają 20 lat, przeto analogicznie do powyższych dat należałoby przyjąć trwałość mostów ze sośniny impregnowanej 2 razy większą, t. j. 40 lat.

#### Sklejanie węzłów.

W artykule moim ogłoszonym w *Czasopiśmie Techn.* w r. 1924 wskazałem, że tarcie we węzłach wywołane naciąganiem śrub można zwiększyć sklejaniem poszczególnych łubków węzła. Dziś chciałbym dodać, że przez sklejanie poszczególnych krzyżujących się łubków węzła tarczowego z pasami i krzyżulcami klejem żywicznym lub serowym, otrzymam jednolity silny węzeł o słojach w różnych kierunkach o średnicy 1,0 m, a grubości 80–90 cm, z którego — jak z pnia gałęzie — wychodzą pasy i krzyżulce. Kleje podane posiadają znaczną przyczepność i nie ulegają wpływowi atmosferycznym, przeto nie zachodzą żadne obawy przeciw stosowaniu ich w budownictwie mostowym, gdyż są stosowane w lotnictwie przy częściach bardziej narażonych na wpływy atmosferyczne i siły zewnętrzne, t. j. przy konstrukcjach śmigł aeroplanowych, które składają się ze sklejanych desek.

#### Czy i jak należy budować mosty drewniane.

Po przeczytaniu moich wywodów, niejednemu z Czytelników nasunie się pytanie, czy to ma wogóle sens w czasie rozkwitu mostów żelaznych i żelbetowych zajmować się nowymi konstrukcjami mostów drewnianych. Czy ze-względów gospodarczych wskazaniem jest budować obecnie mosty drewniane?

Na te pytania, które długie lata kazały mi wątpić w celowość mej konstrukcji i mojej pracy, dziś chcę odpowiedzieć.

Dotychczasowe poglądy, panujące w budownictwie mostowym muszą ulec rewizji. Budownictwo mostowe nie da się szablonowo podporządkować zasadom dobrym w innych działach budownictwa.

W budownictwie ziemnym, nadziemnym i wodnym, siły zewnętrzne, jak parcie ziemi, ciśnienie wody, uderzenie kry, parcie wiatru, ciężar śniegu i t. d. nie ulegają zmianom w ciągu lat, a długość istnienia tych budowli jest jedynie zależną od trwałości użytych do nich materiałów.

Przy mostach sprawa przedstawia się inaczej.

Siły zewnętrzne, t. j. obowiązujące każdorazowo obciążenia ulegają z powodu rozwoju środków lokomocji ciągłym zmianom.

Mosty żelazne, wybudowane przed 80 laty, a nawet 70 laty nie odpowiadają dzisiejszym wymogom technicznym i niewiadomo, czy mosty dziś budowane — wobec ciągłego wzrostu obciążeń — już za 50 lat będą zdadne do użytku. Tego dziś żaden inżynier nie może wiedzieć. Przyjmowanie zatem trwałości mostów stałych na czas nieograniczony jest bardzo problematycznej wartości.

Z drugiej strony znamy z literatury dużo mostów drewnianych, które istniały i istnieją 100 lat i dłużej. Powiedzą niektórzy, że to tylko wyjątki, które potwierdzają regułę, że most drewniany trwa normalnie 10–20 lat. Zdaje mi się, że i tu potrzebna jest pewna rewizja dotychczasowych poglądów.

Most w Lucernie t. zw. Kappelbrücke, który wedle kroniki istnieje 300 lat, jest oszalowany z boków i zupełnie kryty, most na Białej pod Tarnowem, który stał 120 lat, był w całości z dębiny i kryty, most krakowski, który stał 80 lat był w całości z modrzewia, poszczególne łuki były kryte blachą ołowiową i był z boku szalowany deskami modrzewiowymi, mosty szwajcarskie były z dębiny

i kryte, most sosnowy w Uleaborg (Finlandja) wybudowany w r. 1868 istniał do r. 1911, gdyż był szalowany<sup>1)</sup>. Z tego widzimy, że mosty drewniane z dobrych materiałów, jak modrzewia i dębiny, odpowiednio chronione, istniały 60–100 lat i nie ulega żadnej wątpliwości, że przy dzisiejszym rozwoju techniki suszenia i impregnowania drzewa, mosty z doborowych materiałów taką samą trwałość osiągną. Pogląd swój wyrażę napozór paradoksalnym zdaniem: Mosty stałe nie trwają wiecznie, skoro wybudowane przed 70 laty mosty nie odpowiadają dzisiejszym wymogom technicznym, mosty drewniane nie są prowizorjami, skoro odpowiednio i z doborowych gatunków drzewa wybudowane mosty trwały 60–100 lat i więcej.

W czym więc należy szukać przyczyny powszechnej dziś dyskwalifikacji drzewa?

Trudność połączenia drzewa na rozciąganie przez zaciosy<sup>2)</sup> jest moim zdaniem główną przyczyną dyskwalifikacji konstrukcyj drewnianych. Każdy inżynier projektował i wykonywał dotychczas chętniej konstrukcje żelazne i żelbetowe, które mógł dokładnie obliczyć, aniżeli drewniane, którego obliczenie byłoby trudniejsze.

„Bei einem hölzernen Gitterträger kommt es auf exakte Berechnung auch nicht in dem Masse an, wie etwa bei einer Eisenkonstruktion“ — powiada Melan<sup>3)</sup>. A często wykonywano konstrukcje drewniane wedle praktyki cieślińskiej. Do tego przyznawają się otwarcie konstruktorzy. Breyman pisząc o konstrukcjach drewnianych powiada dosłownie: „Przenoszenie sił we węzłach jest niedostateczne i nierównomierne, grubość drzewa większa, aniżeli wymaga obliczenie. Prócz tego uczy nas doświadczenie, że w zwykłych wypadkach pewność konstrukcyj drewnianych jest wtedy należyta, skoro się je wykonuje wedle wypróbowanych praktycznie reguł i wedle formuł cieślińskich“<sup>4)</sup>.

Wszędzie w literaturze konstrukcyj drewnianych widzimy lęk z powodu trudności rozwiązania węzła, albo niepewności dotychczasowych węzłów. Przy konstrukcji Hov'a, Ibjanskiego, Pintowskiego daje się 4 belki w pasie dolnym, a liczy się 3, albo przy trzech belkach liczy się 2<sup>5)</sup>. Pintowski obniża dopuszczalne natężenie w krzyżulcach ciągnionych do  $t=42 \text{ kg/cm}^2$  (podczas, gdy wytrzymałość na rozciąganie wynosi średnio  $800 \text{ kg/cm}^2$ ), a więc w 1/20 części wykorzystuje materiał<sup>6)</sup>. — Jakie jest rozwiązanie tego problemu? — Mojem zdaniem, nie jest to dziełem przypadku, że pierwszy konstruktor kraty drewnianej Towna zbudował swój system o węzłach wytrzymałych w równej mierze na ściskanie i rozciąganie. Naśladując Towna konstruktorzy mostów żelaznych poprzez blaszaną kratę, doszli do doskonałych bezwzględnie pewnych systemów kratowych, przyjmując wszędzie zasadę węzłów wytrzymałych na ściskanie i rozciąganie. Tą samą drogą poszli konstruktorzy krat żelbetowych. Tylko konstruktorzy mostów drewnianych odwrócili się od Towna i zeszedli za przykładem Longa i Hov'a na drogę stykowych (kontaktych) połączeń węzłowych. Zdaje mi się, że droga ta nie prowadzi do celu, skoro po 100 latach najrozmaitszych prób połączenie węzłowe u krat drewnianych pozostało problemem. Należy więc wrócić nie do kraty Towna, ale do zasad systemu Towna t. j. do bezzaciosowych połączeń węzłowych, wytrzymałych w równej mierze na ściskanie i rozciąganie.

<sup>1)</sup> Gesteschi: Der Holzbau 1926 str. 347.

<sup>2)</sup> Melan: Hölzerne Brücken 1910 str. 206. — Thullie: Mosty drewniane 1898, t. II. str. 3. — Bryła: Podręcznik inżynierski t. II. str. 775 r. 1927.

<sup>3)</sup> Melan: Hölzerne Brücken str. 205.

<sup>4)</sup> Breyman: Baukonstruktionslehre t. II. str. 237.

<sup>5)</sup> Thullie: Mosty drewniane t. II. str. 28.

<sup>6)</sup> Thullie: j. w. str. 50.



Tę zasadę starałem się urzeczywistnić przy konstrukcji mego systemu i przy budowie mego pierwszego mostu w r. 1916.

Do tych samych rezultatów dochodzą niemieccy teoretycy nowoczesnego budownictwa drzewnego.

Kersten w swoim dziele „Freitragende Holzbauten“ z r. 1921 dochodzi do następujących wyników: „Nowoczesne budownictwo drzewne odpowiada wymogom dzisiejszej statyki, gdyż przybliżeniem formułkami (Faustregeln) i przestarzałymi regułami ciesielskimi, nawet najlepszymi nie można konstruować budowli ramowych lub łukowych o rozp. 60 m. Nie wystarcza liczyć tylko przekroje. Najważniejszą rzeczą — to odpowiednie połączenie poszczególnych prętów kraty oraz racjonalne zespolenie cienkich części składowych w jedną całość.

Węzły w kratkach należy jasno i bez zarzutu rozwiązać zarówno pod względem konstrukcyjnym jak i statycznym. Nowoczesne konstrukcje drzewne nie mogą wcale być uważane jako budowle zastępcze, lub pomocnicze<sup>1)</sup>.

Bronneck, pisząc w r. 1927 o nowoczesnym budownictwie niemieckim powiada: „Zadaniem nowoczesnego budownictwa jest umożliwienie odpowiedniego pod względem technicznym i gospodarczym połączenia poszczególnych prętów wytrzymałych na rozciąganie“. Dalej dochodzi do następującej konkluzji: „Na wet najskrupulatniejsze obliczenie poszczególnych prętów jest bezwartościowe, o ile niema gwarancji, że obliczone siły zostaną z wszelką pewnością przeniesione przez odpowiednie połączenie węzłowe“<sup>2)</sup>.

Pod wpływem naukowych badań konstrukcyjnych i dużej literatury o nowoczesnym budownictwie drzewnym, na Zachodzie zaczyna się z powrotem stosować drzewo do budowli mostowych.

Most konstrukcji Hetzerax pod Bazyleą, most drogowy systemu Tuscherera na linii Issenbüttel—Wiesen w obrębie dyrekcji magdeburgskiej, most systemu Küblera na Nekarze pod Thalhausen są zapowiedzią okresu równouprawnienia drzewa w budownictwie mostowym.

<sup>1)</sup> Kersten: Freitragende Holzbauten, Springer, 1921 str. VII.

<sup>2)</sup> Bronneck: Holz im Hochbau, Springer, 1927 str. 100.

Jeżeli na Zachodzie budowa mostów ma więcej charakter sporadyczny, to u nas sprawa ta staje się ważną i piekącą kwestją społeczną, gdyż brak 600.000 mb mostów ponad 20 m rozp. na drogach państwowych, wojewódzkich i powiatowych<sup>1)</sup> musi się w najbliższym czasie odbić na całym życiu gospodarczym. Utrzymanie dotychczasowych przejazdów w bród lub promem przez rzeki tej miary, jak Biała, Dunajec, Wisłoka i t. d. będzie w najbliższym czasie niemożliwą wobec szybkiego rozwoju ruchu automobilego osobowego i ciężarowego. Jeśli się zważy, że mb mostu stałego ponad 20 m kosztuje najmniej 3000 zł., to w najlepszym wypadku budowa 600.000 mb brakujących mostów z żelaza lub żelbetu pochłonie kwotę 2 miljardy zł., co przy uwzględnieniu innych piekących spraw t. j. budowy domów mieszkalnych, budowy nowych dróg żelaznych, wodnych i bitych, elektryfikacji kraju, osuszenia Polesia i t. d. — przekracza siły jednej generacji.

Dlatego u nas jest wskazanem równouprawnienie drzewa w dziedzinie budowli mostów stałych, a to tembardziej, że Państwo jest największym właścicielem lasów, gdyż posiada około 32% całego obszaru lasów, t. j. 2 871.307 ha o rocznej produkcji około 8.000.000 m<sup>3</sup> drzewa<sup>2)</sup>.

A teraz ostatnie pytanie: Jak należy budować mosty drewniane?

Odpowiedź krótka:

1. Mosty drewniane o większych rozpiętościach należy budować z materiałów doborowych, sztucznie suszonych, impregnowanych.

2. Ponieważ u nas chodzi o budowę olbrzymiej ilości mostów, należy produkcję mostów zmechanizować.

Myśl tę zainicjowało Ministerstwo Robót Publicznych, starając się oprzeć mechaniczną produkcję mostów drewnianych o lasy i tartaki państwowe<sup>3)</sup>.

<sup>1)</sup> Nestorowicz: Problem drogowy w Polsce i możliwość jego rozwiązania. „Wiadomości związku polskich zrzeszeń technicznych“ rok III. nr. 1 str. 17.

<sup>2)</sup> Pączkowski: Lasy, przemysł i handel drzewem w Polsce, str. 54, 56, 61.

<sup>3)</sup> Okólnik Ministerstwa Robót Publicznych z 7 paźd. 1927 L. XIII — 830.

Inż. Alfons Chmielowiec,

konstruktor II. katedry budowy mostów w Politechnice Lwowskiej.

## Łuk jako odwrócony wieszar<sup>1)</sup>.

### Literatura.

1. Moersch: Gmündertobelbrücke bei Teufen, *Schweizerische Bauzeitung* 1909, str. 123.
2. Faerber: Der Gewölbebau.
3. Tolkmitt: Leitfaden für das Entwerfen gewölbter Brücken.
4. Strassner: Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke u. d. elastischen Bogentraeger, Berlin 1916.
5. Melan: Der Brückenbau II. Bd.
6. Burgdorfer: Der Eingelenkbogen, Berlin 1924.
7. Gay: Ponts en maçonnerie.
8. Charles S. Whitney: Design of symmetrical concrete arches. Transactions of Am. Soc. 1924.

<sup>1)</sup> Artykuł poniższy jest trzecią i ostatnią częścią pracy p. t. „Studja nad najkorzystniejszym kształtem wieszarów i łuków“, której część I stanowił artykuł p. t. „Najkorzystniejszy kształt osi wieszara w mostach łańcuchowych“ (*Czasop. Techn.* 1928 r., str. 197—203), część II: „Sklepienie o kształcie rzutu łańcuskowej“ (*Czasop. Techn.* 1928, str. 289—291).

9. Thullie: Mosty kamienne.

10. „ Mosty żelbetowe.

Cyfra w nawiasie [ ] oznacza odnośnik do jednego z powyższych dzieł.

Najkorzystniejszym jest ten kształt osi łuku (sklepienia), który się schodzi z linią ciśnienia przy danem obciążeniu. W mostach z powodu obciążenia ruchomego linia ciśnienia jest zmienna, należy się więc starać, aby przynajmniej dla ciężaru własnego wpadała w oś (Mörsch [1], Strassner [4], Burgdorfer [6], Whitney [8]), albo lepiej należy dostosować łuk do pewnej pośredniej linii ciśnienia, od którejby się wszystkie inne najmniej odchylały, a więc obciążyć łuk ciężarem własnym i połową ciężaru ruchomego, rozłożonego jednostajnie na całej długości mostu (Tolkmitt [3], Melan [5], Faerber [2], Thullie [9]). Kształt linii ciśnienia zależy od prawa zmienności obciążenia jednostkowego  $p$ . Przyjmując, że składa się ono z części stałej  $p_0$  i części, proporcjonalnej do odległości punktu od poziomej przez klucz, czyli:



$$p = p_0 + (p_w - p_0) \frac{y}{f}, \quad \dots \quad 1)$$

gdzie  $p_0$  jest obciążeniem jednostkowym w kluczu,  $p_w$  obciążeniem jednostkowym we węzłowie,  $f$  strzałką łuku,  $y$  odległością bieżącego punktu osi od poziomej przez klucz, otrzymamy (por. [2, 4, 6, 7, 10]), równanie osi:

$$y : a = \text{Cos}(x : b) - 1. \quad \dots \quad 2)$$

Jest to krzywa różniąca się tem od łańcuszkowej o parametrze  $a$ , że odcięte jej są  $b : a$  razy większe; graficzny sposób jej wyznaczania opisałem w części II p. t. „Sklepienie jako rzut łańcuszkowej“, *Czasopismo Techniczne* 1928, str. 289. Z niej przytoczymy parę równań, które nam niżej będą potrzebne. Jeżeli:

$$m = p_w : p_0, \quad \dots \quad 3)$$

$$\text{to} \quad a = f : (m - 1), \quad \dots \quad 4)$$

$$\text{zaś} \quad \text{Cos}(l : 2b) = m. \quad \dots \quad 5)$$

Parcie poziome:

$$H = p_0 \frac{b^2}{a} \quad \dots \quad 6)$$

W równ. 2) i 5) symbol Cos oznacza cosinus hyperbolicus.

Równanie 1) pociąga za sobą to, że ciężar jednostkowy konstrukcji pachwinowej  $g_z$  (po niem. Zwischenkonstruktion) t. j. ciężar, przypadający na jednostkę powierzchni rzutu pionowego, zawartej pomiędzy grzbietem łuku a pomostem, jest stały:  $g_z = \text{const}$ . Przyjęcie to jest w przypadku wielkich mostów łukowych z otworami pachwinowymi niewłaściwe z następujących powodów: 1. Względ na wyboczenie i zginanie, ważny zwłaszcza w mostach żelbetowych, nakazuje dłuższym filarom dać większy przekrój. 2. Podobnie względ na ciężar własny, który odgrywa wielką rolę, zwłaszcza w filarach i ścianach pachwinowych kamiennych lub betonowych. Ze względów konstrukcyjnych i dla oszczędności w obliczeniu pomostu stosujemy zwykle filary pachwinowe w równych odstępach. Zatem dźwigają one ten sam ciężar pomostu i swój ciężar własny. Ten ostatni jest jednak tem większy, im większa jest wysokość filara. Przyjmując stałe naprężenie, otrzymalibyśmy przekrój filarów, rosnący z oddaleniem od pomostu według funkcji wykładniczej. Zamiast tego daje się czasem słupy rozszerzające się ku dołowi wedle linii prostej, (naprzykład most na Isonzo<sup>1)</sup> lub most Wallnut Lane w Filadelfji<sup>2)</sup>). 3. W przypadku wysokich łuków z uwagi na stałość przeciw wyrotowi dajemy ścianom czołowym mostu nachylenie tak, iż szerokość łuku w węzłowie jest większa, niż w kluczu. Wtedy zgodnie z przekrojem poprzecznym mostu, zwięźającym się ku górze, zmuszeni jesteśmy ze względów estetycznych dać i filarom pachwinowym rozszerzenie ku dołowi, naprzykład Gmündertobelbrücke bei Teufen [1], tak, iż średni przekrój filara będzie rósł wraz z jego wysokością, a więc  $g_z$  będzie rósł od klucza ku węzłowi.

Stosując  $g_z = \text{const}$ , popełnialibyśmy marnotrawstwo, bowiem wszystkim filarom musielibyśmy dać grubość taką, jaka jest potrzebna filarowi największemu; byłaby to strata ilości materiału pachwin, w wielkich mostach dość pokaźna. Powinno się ją zaoszczędzić tem więcej, że oszczędność na ciężarze filarów pachwinowych odciąża łuk, zmniejsza jego parcie poziome, a tem samem powoduje dalszą oszczędność, a to: w materiale samego łuku tudzież w materiale przyczółków i fundamentów. Zatem w racjonalnie projektowanych pachwinach wielkich mostów łukowych średni przekrój filarów pachwinowych, a więc wartość  $g_z$  rośnie od klucza ku węzłowi. W mostach łukowych o pomoście zawieszonym możnaby wprowadzić przyjąć  $g_z = \text{const}$ , gdyż tu wyboczenie nie wchodzi w grę, a wieszaki ciągnięte są bardzo lekkie i można im dać przekrój stały. Ale tu prawo obciążenia jest całkiem inne,

niż to się przyjmuje przy wyprowadzaniu równania osi jako rzutu łańcuszkowej.

Drugą niepożądaną konsekwencją równania 1) jest prawo zmienności przekrojów, które w przypadku stałej szerokości sklepienia ( $B = \text{const}$ ), da się wyrazić równaniem:

$$v - d_0 = (v_w - d_0) y : f \quad \dots \quad 7)$$

zaś w przypadku zmiennej szerokości łuku równaniem:

$$F \sec \varphi - F_0 = (F_w \sec \varphi_w - F_0) \cdot y : f \quad \dots \quad 7a)$$

w równaniach tych oznacza:

$d_0$  grubość łuku w kluczu,

$v_w$  pionową grubość w węzłowie,

$v$  pionową grubość w dowolnym miejscu,

$F_0$  przekrój w kluczu,

$F_w$  przekrój w węzłowie,

$F$  przekrój w dowolnym miejscu,

$\varphi_w$  kąt nachylenia łuku do poziomu we węzłowie,

$\varphi$  kąt nachylenia łuku w dowolnym miejscu,

$y$  i  $f$  jak wyżej.

Takie prawo zmienności przekrojów przyjmuje też Farber. Powiada on, że skoro przyjmiemy pewną grubość sklepienia w kluczu i węzłowie to jest obojętną rzeczą, wedle jakiego prawa rosną grubości od klucza ku węzłowi. Tak jednak nie jest, przekroje nie powinny być większe, aniżeli to jest potrzebne z uwagi na zginanie i ściskanie. Dla bardzo wielkich rozpiętości to ostatnie wybija się na plan pierwszy. Jeżeli  $H$  jest siłą osiową w kluczu (parcie poziome) to w miejscu, gdzie nachylenie osi do poziomu jest  $\varphi$ , siła osiowa:

$$S = H \sec \varphi.$$

Jeżeli naprężenie z powodu siły osiowej ma być stałe, to przekroje powinny być proporcjonalne do sił  $S$  czyli:

$$F = F_0 \sec \varphi \quad \dots \quad 8)$$

Tylko w łuku parabolicznym równanie 8) pociąga za sobą 7a). Dla płaskich łuków utwierdzonych równanie 8) daje zamały przekrój we węzłowie z uwagi na zginanie. Dla łuków smukłych (np.  $f : l = 1 : 3$ , jak w przykładzie 6 i 7 równanie 8) czyni zadość także wymaganiom, stawianym przez momenty zgięcia.

W łukach płaskich dużą rolę odgrywa temperatura. Z teorii sprężystości łuków wiemy, że w łukach bezprzegubowych wpływ temperatury i inne wpływy uboczne, jako to: skurcz betonu, skrócenie sprężyste, poddanie się podpór, zdjęcie krążyn wywołują momenty zgięcia, proporcjonalne do odległości danego przekroju od prostej poziomej, poprowadzonej przez środek ciężkości elementarnych mas fikcyjnych  $\frac{ds}{J}$ ; zatem momenty te największe są w węzłowie, dość duże w kluczu i maleją od klucza i węzłowie ku pewnemu punktowi, w którym owa prosta przecina oś łuku. Punkt ten znajduje się pomiędzy kluczem a węzłowie, w przybliżeniu w jednej czwartej  $l$ . Tam występują tylko momenty  $M$ , spowodowane ciężarem ruchomym. To też przekroje znaczne potrzebne są dopiero w pobliżu węzłowie i powinny rósł od klucza ku podporom zrazu bardzo powoli, a dopiero blisko węzłowie prędko. Temu warunkowi równanie 7) nie czyni wcale zadość i wogóle w praktyce tego warunku się nie przestrzega. Stąd też przekroje pomiędzy kluczem a węzłowie są z reguły niewyzyskane. Naprzykład w łuku mostu nad Gmündertobel [1], projektowanym przez siebie, znalazł Mörsch naprężenia sumaryczne w  $\text{kg/cm}^2$ .

	klucz	$\frac{1}{8} l$	$\frac{2}{8} l$	$\frac{3}{8} l$	węzłowie
$\sigma_{max}$	31.3	30.0	23.8	25.6	29.7
$\sigma_{min}$	1.3	1.8	7.8	5.4	0.4

Pod tym względem równ. 8) jest korzystniejsza. W łukach smukłych, gdzie ono zapewnia dostateczny przekrój we węzłowie, należy je więc stosować. W przykładzie 6 znaleźliśmy, że przekrój w  $\frac{1}{4} l$  wedle równania 7) jest o 14% większy, niż wedł. równ. 8). Nadmiar ten

<sup>1)</sup> Melan: Der Brückenbau, II Bd., II wyd., str. 224.

<sup>2)</sup> „ „ „ „ 229.



podobnie jak nadmiar materiału pachwin powoduje zwiększenie parcia poziomego. W przykładzie 7. zwiększenie to wynosi przeszło 6%.

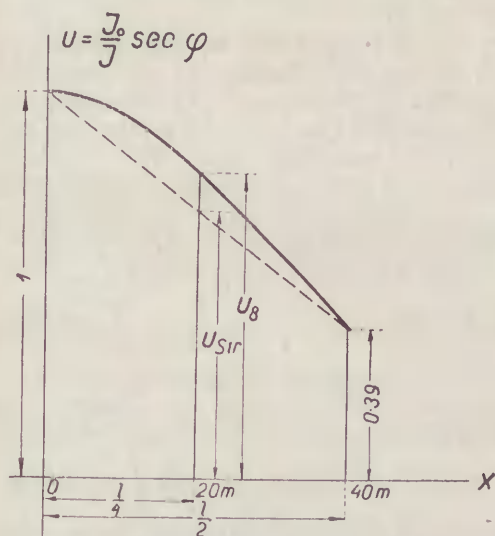
Strassner stwierdza też, że równanie 7) jest nieodpowiednie dla praktyki, i jako prawo zmienności przekrojów przyjmuje on, a za nim Burgdorfer [6] i Whitney [8] równanie:

$$J_0 : J \cos \varphi = 1 - Cx, \dots \dots \dots 9)$$

w którym  $J_0$  i  $J$  są to momenty bezwładności przekroju w kluczu i w dowolnym miejscu,  $x$  odległość od klucza; stałą  $C$  znajdziemy, stosując 9) do węzłowi. Równanie to pozwala łatwo rozwiązać całki, jakich dostarcza teoria sprężystości. Skoro jednak Strassner przyjmuje dla osi łuku równanie (2), nie może mieć pretensji, aby linja ciśnienia pod obciążeniem zasadniczym wpadała w oś. Równanie 9) może być z korzyścią użyte dla badania łuku przy pomocy teorii sprężystości i tablice Strassnera dla linii wpływu momentów łuku bezprzegubowego są godne polecenia. Nie znaczy to jednak, że powinniśmy obliczać przekroje wedle 9). Ważniejszym bowiem jest warunek, żeby linja ciśnienia wpadała w oś rzeczywiście, a nie żeby momenty rzeczywiste były równe obliczonym. Ważniejsze jest, żeby one wogóle były niewielkie. Przecież dla orientacji co do wielkości momentów stosujemy często w obliczeniu równanie jeszcze prostsze:

$$J_0 : J \cos = 1.$$

Ale z tego powodu nie będziemy dawać przekrojów prawie stałych. Zresztą i równ. 9. daje pomiędzy kluczem a podporami przekroje za wielkie. Z rys. 1, — który dla pewnego przypadku, opisanego poniżej w przykładzie 6-tym przedstawia obraz zmienności wyrażenia  $u = \frac{J_0}{J \cos \varphi}$  przy zastosowaniu równ. 8 (linja ciągła) i równ. 9 (linja kreskowana), — widać, że Strassner wymaga większych momentów bezwładności pomiędzy kluczem ( $x=0$ ) a węzłowiem ( $x=40\text{ m}$ ) niż równ. 8, tak iż przekrój w  $\frac{1}{4}$  rozpiętości jest wedle 9) o 4,7% większy niż wedle 8).



Rys. 1.

Tolkmitt [3] i Melan [5] przyjmują równanie (8) jako prawo zmienności przekrojów i wyprowadzają analitycznie równanie osi łuku. Tolkmitt przyjmuje, że powierzchnia obciążenia zawarta jest pomiędzy podniebieniem łuku a prostą poziomą. Wskutek otworów pachwinowych, a w mostach z pachwinami wymurowanymi wskutek mniejszego ciężaru nadsypki przyjęcie to się nie sprawdza. Poza to równanie swoje nie wyprowadza Tolkmitt w sposób ścisły (por. także [9]). Melan przyjmuje powierzchnię obciążenia paraboliczną a więc już lepiej, jednak także dowolnie. A tok wyprowadzania upraszcza sobie zastępując w równaniu różniczkowym arbitralnie pierwszą pochodną

rzędnej  $y$ , pochodną równania paraboli. Więc znowu nieściśle. Równania Tolkmita i Melana są ważne tylko wtedy, gdy przekrój w węzłowiu:

$$F_w = F_0 \sec \varphi_w.$$

Zwykle jednak zwłaszcza w łukach płaskich  $F_w > F_0 \sec \varphi_w$  więc równań Tolkmita i Melana używać nie można.

Z powyższego wynika, że zagadnienie najkorzystniejszego kształtu osi łuku zwłaszcza wielkich mostów nie jest rozwiązane zadowalająco. Często też używa się szeregu prób dla znalezienia osi łuku wedle linii ciśnienia. Gay [7] opisuje bardzo żmudny sposób zastosowany przez Freyssinet'a. Sposób wykreślny jest zamało dokładny. Sposoby analityczne dają większą dokładność kształtu i dokładną wartość parcia poziomego  $H$  i naprężeń z powodu obciążenia zasadniczego, (przy którym linja ciśnienia wpada w oś). Pozostaje tedy do obliczenia tylko wpływ momentów od ciężaru ruchomego  $M_r$ , z powodu temperatury  $M_t$ , z powodu skrócenia sprężystego  $M_s$  i t. d. Dlatego uzyskujemy także oszczędność w obliczeniu naprężeń, jeżeli stosujemy równanie analityczne.

Praca niniejsza ma na celu znalezienie równania osi łuku wedle linii ciśnienia i — odpowiadającego mu takiego prawa zmienności obciążenia, któreby uwzględniało następujące żądania: 1. żeby średni przekrój filarów pachwinowych zmniejszał się od podpór ku środkowi łuku (co by pozwoliło na oszczędność w materiale pachwin). 2. Żeby przekrój łuku rósł od klucza ku węzłowiom wedle równania 8), o ile tylko przekrój we węzłowiu nie byłby przez to za słaby. 3. Żeby w ogólności przekrój w węzłowiu  $F_w$  mógł być przyjęty dowolnie niezależnie od  $F_0$ . 4. Żeby przekroje pomiędzy kluczem a węzłowiem były lepiej wyzyskane, niż to się zwykle dzieje. 5. Wreszcie chodzi o znalezienie równania, któreby można zastosować i do łuków z pomostem zawieszonym.

Równania tego dostarczy nam teoria wieszarów. Wiadomo, że równanie różniczkowe linii ciśnienia jest takie samo jak równanie wieloboku sznurowego. Łuk, w którego oś wpada linja ciśnienia, w którym zatem nie występują momenty zgięcia, jest odwróconym wieszarem, od którego pod względem statycznym różni się tylko tem, że zamiast ciągnień występują w nim ściskania, zamiast prętów wiszących (wieszaków) są w łuku o pomocy górą filary pachwinowe. Stałość równowagi zapewniona jest sztywnością łuku. W *Czasopiśmie Technicznym* 1926, str. 262, w artykule p. t. „Najkorzystniejszy kształt osi wieszara o zmiennym przekroju“ zapowiedziałem, że zastosowanie do sklepień równań tam wprowadzonych będzie przedmiotem oddzielnej pracy. Dopiero jednak uogólnienie tych równań, które przedstawiłem w części I p. t. „Najkorzystniejszy kształt osi wieszara w mostach łańcuchowych“ (*Czasopiśmie Technicznym* 1928, str. 197—205), pozwala na zastosowanie ich do łuków.

Równanie osi wieszara, które może być zarazem równaniem osi łuku wyprowadziliśmy z najogólniejszego równania wieloboku sznurowego:

$$H y'' = p. \dots \dots \dots 10)$$

Tutaj  $H$  będzie parciem poziomym,  $y'' = \frac{d^2 y}{dx^2}$  jest to druga pochodna rzędnej  $y$ , zaś  $p$  jest to obciążenie przypadające na jednostkę długości mostu. Składa się ono z trzech części: z ciężaru łuku  $p_1$ , ciężaru pachwin  $p_2$  i ciężaru pomostu, ewentualnie wraz z połową ciężaru ruchomego  $q$  więc:

$$p = p_1 + p_2 + q. \dots \dots \dots 11)$$

Jeżeli  $q'$  = ciężar jednostki długości pomostu,  $r$  ciężar ruchomy przypadający na jednostkę długości mostu, to we wieszarze przyjmowaliśmy  $q = q' + r$ , tu zaś należy przyjąć  $q = q'$ , albo lepiej  $q = q' + \frac{1}{2} r$ . Ciężar  $q$  będziemy uważać za stały, jednostajnie rozłożony wzdłuż całego mostu, jakkolwiek zwykle bywa on częściowo zredukowany nad wierzchołkiem, gdzie odpadają poprzecznicę,



podłużnice, a nawet płyta, zastąpiona przez samo sklepienie. Okoliczności tej jako miejscowej nie można uwzględnić w równaniu osi łuku, działa ona jednak korzystnie, zmniejszając nieco parcie poziome i moment dodatni w kluczu, wyrównując w ten sposób do pewnego stopnia dodatni moment, wywołany skurczem betonu, zdjęciem krążyn, skróceniem elastycznym i ewentualnie poddaniem się podpór, wreszcie skupionym ciężarem wałka: przypadyłby on tam, gdzie jest największa rzędna linii wpływu momentów w kluczu; a jest ona znacznie większa od największej rzędnej ujemnej, wskutek czego moment dodatni  $+M_r$  jest większy od momentu ujemnego  $-M_r$ ; okoliczność tę zaniedbuje się, przyjmując ciężar jednostajny zamiast ciężarów skupionych.

#### Przykład 1.

Most nad Gmündertobel pod Teufen, projektowany przez Moerscha [1] przytoczony jako wzór przez Strassnera [4]. Ze szkiców w *Schweiz Bztg.* 1909, str. 96, można obliczyć ciężar jak następuje:

Zwirówka, bruk, beton porowaty . . . . .	3,09 t/m
Płyty chodnikowe . . . . .	2,15 "
Płyta pod jezdnią . . . . .	3,20 "
Podłużnice . . . . .	1,08 "
Poprzecznice . . . . .	0,35 "
Poręcze . . . . .	0,38 "

$$q' = 10,25 \text{ t/m.}$$

Jako ciężar ruchomy przyjęto do obliczenia łuku tłum ludzi  $0,450 \text{ t/m}^2$ . Szerokość jezdni wraz z chodnikami wynosi  $6,9 \text{ m}$ , więc  $r = 0,45 \cdot 6,9 = 3,10 \text{ t/m}$ ,  $r/2 = \dots$

$$q = q' + r/2 = 11,80 \text{ t/m.}$$

Dla wieszaków pod założeniem, że posiadają one przekrój zmienny, a stałe naprężenie  $\sigma'$  znaleźliśmy w części I (str. 198, równ. 15) ciężar jednostkowy:

$$p_2 = q (e^{\gamma' h} - 1), \quad (12)$$

przyczem  $h = \sigma' : \gamma'$ ,  $\gamma'$  = ciężar właściwy materiału wieszaków,  $e = 2,718$ , jest to podstawa logarytmów naturalnych. Jakkolwiek filarom pachwinowym nie daje się ze względów konstrukcyjnych przekroju zmiennego według krzywej eksponencjalnej, to jednak równanie 12) chętnie dla pachwin zatrzymamy, spełnia ono bowiem znakomicie postulat, że średni przekrój filarów pachwinowych powinien zmniejszać się od węzłowania ku kluczowi (oszczędność!)<sup>1)</sup>. Długość  $h$  będzie tu miała inne znaczenie, znajdziemy ją z równania 12), jeżeli za  $p_2$  podstawimy:

$$p_2 = G : a, \quad (13)$$

gdzie  $a$  = odległość filarów,  $G = F_s \cdot z$ ,  $\gamma' =$  ciężar filara najdłuższego, względnie najniekorzystniej obciążonego,  $F_s =$  średni przekrój tegoż,  $z = y - \frac{1}{2}(v - d_0) =$  wysokość tegoż filara.

#### Przykład 2.

Łuk jak w przykładzie 7 (por. niżej):

$$q = 11,8 \text{ t/m}, \quad f = 25,6 \text{ m}, \quad a = 4,5 \text{ m}, \quad v_w = 2,7, \quad d_0 = 1,2, \\ z = 25,6 - \frac{1}{2}(2,7 - 1,2) = 24,85 \text{ m}, \quad F_s = 1,282 \text{ m}^2, \\ G_w = 1,282 \cdot 24,85 \cdot 2,4 = 76,5 \text{ t}, \quad p_{2w} = 76,5 : 4,5 = 17 \text{ t} \quad (\text{r. } 13), \\ p_2 : q = 17 : 11,8 = 1,443, \quad e^{f:h} = 2,443 \quad (\text{r. } 12), \\ f : h = \log \text{ nat } 2,443.$$

W podręcznikach inżynierskich znajdujemy zwykle logarytmy naturalne liczb 0-999, więc  $\ln 2,443 = \ln 244,3 - \ln 100 = 5,4984 - 4,6052 = 0,8932$ .

Przy pomocy zwyczajnych logarytmów jest:

$$f : h = \log 2,443 : \log e = 0,388 : 0,434 = 0,893, \\ h = 25,6 : 0,8932 = 28,7 \text{ m},$$

<sup>1)</sup> Na końcu przykładu 6-go obliczono, że oszczędność na materiale pachwin przez zastosowanie równ. 12) zamiast stałego przekroju wynosi 15%.

$$y = 5,5 \text{ m}, \quad \text{znaleźć } p_2; \quad y : h = 5,5 : 28,7 = 0,1913 = \varphi.$$

Przy pomocy tablic funkcji hyperbolicznych znajdziemy  $\sin \varphi = 0,1924$ ,  $\cos \varphi = 1,0184$ ,  $e^\varphi = \sin \varphi + \cos \varphi = 1,2108$ . Kontrola:  $\cos \varphi - \sin \varphi = e^{-\varphi} = 0,8260 = 1 : 1,2108$ ;  $e^{\varphi:h} = 1,2 \cdot 08$   $p_2 = 11,8 \cdot 0,2108 = 2,49 \text{ t}$  (równ. 12),  $G = 4,5 \cdot 2,49 = 11,2 \text{ t}$ . Dla  $z = 5,40 \text{ m}$ ,  $F_s = 11,2 : (2,4 \cdot 5,4) = 0,875 \text{ m}^2$ . We węzłowaniu było  $F_s = 1,282 \text{ m}^2$ , więc oszczędność wynosi tu 48%.

U Moerscha (por. [1]) z powodu lekkiego tylko zwiększenia przekroju filara ku dołowi jest w tym miejscu  $F_s = 1,14 \text{ m}^2$ , więc o 30% za duże.

Jeżeli  $F$  jest przekrojem,  $\gamma$  ciężarem właściwym materiału łuku, to ciężar jednostki łuku:

$$g = F \gamma. \quad (14)$$

Dla klucza będzie  $g_0 = F_0 \gamma$ . Oczywiście:

$$p_1 = g \cdot \sec \varphi. \quad (15)$$

Podstawmy (15) i (12) w (11), to:

$$p = g \sec \varphi + q \cdot e^{\gamma' h}. \quad (16)$$

Dla wieszara, aby naprężenie było stałe:

$$\sigma = \text{const} = H : F_0. \quad (17)$$

przyjęliśmy zgodnie z 8):

$$g = g_0 \sec \varphi. \quad (18)$$

czyli z uwagi na (15):

$$p_1 = g_0 \sec^2 \varphi. \quad (19)$$

W łukach bezprzegubowych płaskich równanie (18) i (19) dają wartości za małe zwłaszcza dla węzłowania. Jeżeli tedy zamiast (16) napiszemy prawo zmienności obciążenia w postaci:

$$p = g_0 \sec^2 \varphi + q e^{\gamma' h}. \quad (20)$$

to w ogólności  $k$  będzie różne od  $h$ , z reguły  $k < h$ , otrzymamy je z porównania 16) i 20):

$$g \cdot \sec \varphi + q e^{\gamma' h} = g_0 \sec^2 \varphi + q e^{\gamma' h}. \quad (21)$$

W zastosowaniu do węzłowania jest:  $y = f$ ,  $q e^{\gamma' h} = p_{2w} + q$ ,  $g = g_w$ ,  $p_{2w} = G_w : a$ ,  $G_w =$  ciężar filara we węzłowaniu. Nie znamy wprawdzie kąta na podporze  $\varphi_w$ , możemy go jednakże obliczyć w przybliżeniu, uważając na razie, że oś łuku ma kształt rzutu łańcuszkowej (równ. 2).

#### Przykład 3.

Dane:  $l = 80 \text{ m}$ ,  $f = 25,6 \text{ m}$ ,  $q = 11,8 \text{ t/m}$ ,  $p_{2w} = 17 \text{ t/m}$ ,  $F_0 = 3,64 \text{ m}^2$ ,  $F_w = 8,4 \text{ m}^2$ . Znaleźć  $k$ ;  $g_0 = 3,64 \cdot 2,4 = 8,75 \text{ t/m}$ ,  $g_w = 8,4 \cdot 2,4 = 20,2 \text{ t/m}$  (równ. 14). Dla paraboli byłoby  $\tan \varphi_w = 4f : l = 1,28$ ,  $\sec \varphi = 1,64$ ,  $p_{1w} = 1,64 \cdot 20,2 = 33,2$  (równ. 15),  $p_w = 33,2 + 17 + 11,8 = 62,0$ ,  $p_0 = 8,75 + 11,8 = 20,55$ ,  $m = 62,0 : 20,55 = 3,02$  (równ. 3),  $a = 25,6 : 2,02 = 12,7 \text{ m}$  (równ. 4).

$$\text{Z równania 5): } \cos \frac{l}{2b} = 3,02 \text{ wynika } l : 2b = 1,77,$$

$$b = 80 : (2 \cdot 1,77) = 22,6 \text{ m.}$$

$$\sin \frac{l}{2b} = 2,8503, \quad \tan \varphi = \frac{a}{b} \sin \frac{l}{2b} = \frac{12,7}{22,6} \cdot 2,8505 = 1,6.$$

$$\sec \varphi = \sqrt{1 + 1,6^2} = 1,9.$$

$$\text{Poprawione } p_{1w} = 1,9 \cdot 20,2 = 38,5, \quad p_w = 38,5 + 17,0 + 11,8 = 67,3, \\ m = 67,3 : 20,55 = 3,28, \quad a = 25,6 : 2,28 = 11,22,$$

$$l : 2b = 1,8569, \quad b = 21,55, \quad \sin \frac{l}{2b} = 3,1238,$$

$$\tan \varphi = 11,22 \cdot 3,124 : 21,55 = 1,63, \quad \sec \varphi_w = 1,91, \\ g_0 \sec \varphi_w = 8,75 \cdot 1,91 = 16,71, \quad g_w - g_0 \sec \varphi_w = 20,20 - 16,71 = 3,49, \\ 3,49 \cdot \sec \varphi_w = 3,49 \cdot 1,91 = 6,67, \quad q e^{f:h} = 6,67 + 17 + 11,8 = 35,47 \quad (\text{równ. } 21), \quad e^{f:h} = 35,47 : 11,8 = 3,0, \\ f : h = \ln 3 = 1,0986, \quad k = 25,6 : 1,0986 = 23,3 \text{ m.} \quad (\text{Natomiast } h = 28,7 \text{ m, por. przykład 2).}$$

Z równania 21) wynika prawo zmienności przekrojów:

$$g = g_0 \sec \varphi + q (e^{\gamma' k} - e^{\gamma' h}) \cos \varphi, \quad (22)$$

$$\text{albo: } F = F_0 \sec \varphi + (q : \gamma) (e^{\gamma' k} - e^{\gamma' h}) \cos \varphi, \quad (23)$$

które w przypadku łuków smukłych pokrywa się z równaniem 8) (wtedy  $k=h$ ), dla łuków płaskich zaś daje swobodę co do wyboru  $F_w$  a oszczędność w stosunku do prawa (7) i (9). W przykładzie 9 daje ono w  $\frac{1}{4} l$  przekrój o 20% mniejszy niż równ. 7), zaś o 13,6% mniejszy niż równ. 9).



Przykład 4.

Dane:  $\gamma=5,5 m$ ,  $\sec \varphi=1,15$ ,  $h=28,7 m$ ,  $k=22,55 m$ ,  $q=11,8$ ,  $g_0=8,75 t/m$ , znaleźć  $F$ ;  $\gamma:k=0,2442$ ,  $e^{\gamma:k}=1,27$ ,  $e^{\gamma:h}=1,2108$  (por. przykład 2)  $g=8,75 \cdot 1,15+11,8 \cdot (1,27-1,21):1,15=10,68$  (równ. 22).  $F=10,68:2,4=4,45 m^2$  (równ. 14).

Przyjmując jako prawo obciążenia równanie 20) i wprowadzając jednostkę sprowadzoną długości:

$$\sigma:\gamma=A, \dots 24)$$

tudzież współrzędne sprowadzone:

$$x:\Lambda=\xi, \quad y:\Lambda=\eta, \dots 25)$$

wreszcie podstawiając:

$$q:g_0=k \dots 26)$$

$$\Lambda:k=\mu, \dots 27)$$

otrzymamy z równania 10) równanie różniczkowe osi:

$$\eta''=1+\eta'^2+k e^{\mu\eta}. \dots 28)$$

Stąd promień krzywizny we wierzchołku:

$$R_0=A:(1+k). \dots 29)$$

Dla  $\mu=2$  można przez całkowanie r. 28) otrzymać:

$$\eta'^2=\text{tg}^2 \varphi=-1+(1+2k\eta) \cdot e^{2\eta} \dots 30)$$

zaś dla:  $\mu \geq 2$

$$\text{tg}^2 \varphi=\eta'^2=-1+\frac{2k}{\mu-2} e^{\mu\eta}+\left(1-\frac{2k}{\mu-2}\right) e^{2\eta}. \dots 31)$$

W szczególności dla:  $\mu=1$  otrzymamy:

$$\eta'^2=\text{tg}^2 \varphi=-1-2k e^{\eta}+(1+2k) e^{2\eta}.$$

$$\text{Stąd: } 1-\cos \xi=\varrho(1-e^{-\eta}), \dots 32)$$

$$\text{gdzie: } \varrho=R_0:A=1:(1+k). \dots 33)$$

Dla  $\mu=4$  jest:

$$\text{tg}^2 \varphi=\eta'^2=-1+k e^{4\eta}+(1-k) e^{\eta}. \dots 34)$$

$$\text{Stąd: } 1-\cos 2\xi=2\varrho(1-e^{-2\eta}), \dots 35)$$

$$\text{albo: } \cos 2\xi-2\varrho e^{-2\eta}=1-2\varrho \dots 35a)$$

$$\text{tg} \varphi=\eta'=\frac{1+k}{2} \sin 2\xi e^{2\eta}. \dots 36)$$

Dla dowolnej wartości  $\mu$  otrzymamy szereg potęgowy Mac Laurin'a:

$$\eta=\xi^2(A+B\xi^2+C\xi^4+D\xi^6+\dots), \dots 37)$$

przyczem:

$$A=\frac{1}{2} \eta_0^{\text{II}}, \quad B=\frac{1}{4!} \eta_0^{\text{IV}}, \quad C=\frac{1}{6!} \eta_0^{\text{VI}}, \quad D=\frac{1}{8!} \eta_0^{\text{VIII}}. \dots 38)$$

Wartości wyższych pochodnych w miejscu zerowym, t. j. w początku układu, czyli w kluczu są:

$$\left. \begin{aligned} \eta_0^{\text{II}} &=1+k=1:\varrho=s=L_1 \\ \eta_0^{\text{IV}} &=sL_2 \\ \eta_0^{\text{VI}} &=s(L_2^2+3sL_3) \\ \eta_0^{\text{VIII}} &=s(L_2^3+18sL_2L_3+15s^2L_4) \end{aligned} \right\} \dots 39)$$

przyczem dla  $\mu=2$  jest:  $L_n=2^{n-1}(nk+1)$ , zaś dla  $\mu < 2$

$$L_n=k \frac{\mu^n-2^n}{\mu-2}+2^{n-1}. \dots 40)$$

Oczywiście nachylenie osi zamiast z równań 30) i 31) otrzymamy również biorąc pochodną z 37):

$$\text{tg} \varphi=\eta'=2\xi(A+2B\xi^2+3C\xi^4+4D\xi^6\dots). \dots 41)$$

Szereg (37) jest zbieżny dla  $\xi < 1$ , co z reguły ma miejsce i można się zawsze prawie ograniczyć do pierwszych 4 wyrazów. Szereg 41) jest zbieżny mniej szybko, więc dla dużych  $\xi$  lepiej użyć rów. 30) względnie 31). W łukach lekkich i smukłych może się łatwo zdarzyć  $\xi > 1$  i szereg 37) może być zbyt wolno zbieżny, albo wręcz rozbieżny. Wtedy skorzystamy z podobieństwa 32) i 35). Jeżeli równanie osi napisalibyśmy w postaci:

$$1-\cos t\xi=t\varrho(1-e^{-t\eta}) \dots 42)$$

to dla  $\mu=1$  jest  $t=1$   
"  $\mu=4$  "  $t=2$ .

Dla innych wartości  $\mu$  jest  $t$  wogóle funkcją nie tylko  $\mu$ , ale i  $k$  wzgl.  $\varrho$  tudzież współrzędnych  $\xi$  i  $\eta$ . Jednak z natury zagadnienia wynika, że jeżeli przyjmiemy:

$$t=\frac{1}{\gamma}(2+\mu), \dots 43)$$

to nie popełnimy wielkiego błędu (por. przykład 6 i 9).

Obliczenie mostu łukowego zaczynamy oczywiście od pomostu. Dla danej szerokości jezdni i ciężaru ruchomego  $r$  obliczamy i projektujemy przekrój podłużny i poprzeczny pomostu, a następnie najdłuższego słupa pachwinowego. Zaczem znamy  $q$  (por. przykład 1) a z równania 12) i 13) możemy obliczyć długość  $h$  (por. przykład 2). Przystępując do obliczenia samego łuku musimy przyjąć pewną rozpiętość teoretyczną  $l$  t. j. długość cięciwy osi łuku i strzałkę  $f$  t. j. odległość wierzchołka od tej cięciwy.

Jeżeli nie znamy przekroju ani w kluczu ani we węzłowie, to dla danego naprężenia dopuszczalnego  $\sigma_{dop}$  obierzmy sobie pewną wartość  $\sigma$  jako naprężenie zadnicze. Jeżeli  $\sigma_r$  = największe naprężenie w kluczu z powodu ciężaru ruchomego,  $\sigma_t$  z powodu zmiany temperatury i skurczu betonu itd., to najw. naprężenie w kluczu  $\sigma_{max}=\sigma+\sigma_r+\sigma_t+\dots$

Powinniśmy się starać osiągnąć w sumie naprężenie dopuszczalne czyli  $\sigma_{max}=\sigma_{dop}$ .

Stosunek  $\sigma:\sigma_{dop}$  będzie tem większy, im większe  $l:f$  i  $q'$  i im mniejsze  $f$ ,  $r$  i  $\sigma_{dop}$  i będzie wahał przypuszczalnie w granicach od 0,3 do 0,7. Najlepiej przyjąć go na podstawie porównania z wykonanymi projektami. Następnie obliczymy  $\Lambda=\frac{\sigma}{\gamma}$  i sprowadzone współrzędne podpór  $\xi=l:2\Lambda$

i  $\eta=f:\Lambda$ . Dla wysokich łuków możemy przyjąć  $F=F_0 \sec \varphi$ , czyli  $k=h$  zatem  $\mu=\Lambda:h$ , dla łuków płaskich trzeba obrać nieco większe  $\mu$ , najlepiej  $\mu=4$ , przez co rachunek się uprości, otrzymamy bowiem z równania 35):

$$\varrho=\frac{1}{2}(1-\cos 2\xi):(1-e^{-2\eta}). \dots 44)$$

Przykład 5.

Dane:  $l=70 m$ ,  $f=10 m$ ,  $q=11,8 t/m$ ,  $\gamma=2,4 t/m^3$ . Znaleźć  $F_0$  i  $F_w$ . Przyjmijmy  $\mu=4$ . Obierzmy naprzód  $\sigma=140 t/m^2$ , to będzie  $\Lambda=140 \cdot 2,4=58,5 m$ .

$$2\xi_1=70:58,5=1,198=68^\circ 38' 25'', \quad 1-\cos 2\xi_1=0,6358,$$

$$2\eta=20:58,5=0,342, \quad e^{-2\eta}=0,7144, \quad 1-e^{-2\eta}=0,2856,$$

$$2\varrho=0,6358:0,2856=2,2 \text{ (równ. 35)}, \quad \varrho=1,1 > 1,$$

musimy więc przyjąć większą wartość  $\sigma$ .

$$\text{Niech } \sigma=200 t/m^2, \quad \Lambda=200:2,4=83,4 m, \quad 2\xi_1=70:83,4=0,84=\alpha, \quad 2\alpha=\frac{360}{\pi} \cdot 0,84=96,15^\circ. \text{ Dla kąta środkowego } 2\alpha$$

i promienia  $r=1$  znajdziemy w kalendarzu technicznym wysokość łuku  $1-\cos \alpha=1-2\xi_1=0,3319$ ,  $2\eta=20:83,4=0,24$ ,  $e^{-2\eta}=\text{Cos } 2\eta-\text{Sin } 2\eta=1,0289-0,2423=0,7866$ ,  $1-e^{-2\eta}=0,2134$ ,  $\varrho=\frac{1}{2} \cdot 0,3319:0,2134=0,7755$  (równ. 44),  $k+1=1:\varrho=1,289$  (równ. 33),  $k=0,289$ ,  $g_0=11,8:0,289=40,85 tm$ , (równ. 26),  $F_0=g_0:\gamma=17 m^2$ .

Kąt  $\varphi_w$  znajdziemy z równania 34);  $1-k=0,711$ ,  $(1-k)e^{2\eta}=0,711:0,7866=0,905$ ,  $k \cdot e^{4\eta}=0,289:0,7866^2=0,4675$ ,  $\sec^2 \varphi_w=0,905+0,4675=1,3725$ ,  $\sec \varphi_w=1,17$ ,  $k:\Lambda:\mu=83,4:4=20,85 m$ ,  $\gamma:k=\mu\eta=4\eta$ ,  $e^{4\eta}=1,618$ ,  $h=28,7$ ,  $e^{\gamma:h}=1,2108$  (por. przykład 2).

$$q \cdot (e^{\gamma:k}-e^{\gamma:h})=11,8 \cdot (1,618-1,2108)=4,8,$$

$$g_0 \cdot \sec^2 \varphi_w=40,85 \cdot 1,3725=56,0,$$

$$g_w \sec \varphi_w=4,8+56,0=60,8 \text{ (równ. 22)}$$

$$g_w=60,8:1,17=52 t/m, \quad F_w=52:2,4=21,64 m^2.$$

Jeżeli chcemy przyjąć  $g_w > 52 tm$ , to musimy znaleźć  $k$ , jak w przykładzie 3, przyjmując  $\Lambda$  niezmiennione. Wprawdzie  $\mu$  wypadnie większe od 4, mała jednak zmiana  $\mu$  niewiele wpływa na  $\Lambda$  (por. przykład 7). (Dok. nast.).

## Wiadomości z literatury technicznej.

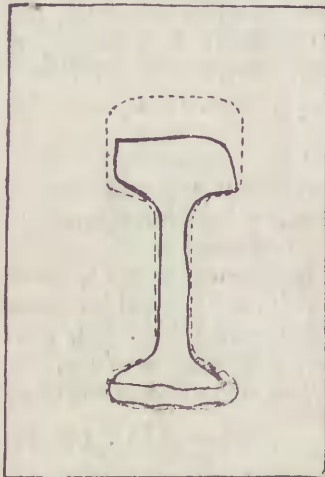
### Mosty.

— **Rekonstrukcję wiaduktu Le Day na Orbe** (Szwajc.) opisuje *Engineering* (1927 II, str. 768). Wiadukt ten w wysokości 59 m nad dnem doliny miał trzyprzęsłowe belki ciągłe. Gdy okazała się potrzeba rekonstrukcji, zbudowano wiadukt sklepiony. Średni łuk ma rozpiętość w świetle 44 m a strzałkę 31.19 m. Oś sklepienia jest owalna podwyższona, dwa skrajne mają łuki o nierównych wysokościach wężłowania. Sklepienia połączono starannie z dawnymi filarami.

— **Most na rzece Kennebec** opisuje A. Jedliczka w *Zeits. d. öst. Ing. u. Arch. Ver.* (1928, str. 201). Rzeka jest w tem miejscu 700 m szeroka i około 30 m głęboka. Trzy przęsła są po 90 m, jedno 100 m, dwa po 11 m, a środkowe przęsło ( $l=80$  m) jest podniesione z powodu, że na górnym pasie jest droga, na dolnym kolej, belki główne są równoległe. Filary fundowano zapomocą ściśnionego powietrza na kesonach, przy czem osiągnięto głębokość 32.92 m, co stanowi rekord amerykański. Przy niektórych filarach ciśnienie dochodziło do 4 atm., nie obeszło się też bez wypadków śmierci i zachorzeń. W kesonie musiano uciec się dla zrównania gruntu do wysadzania, po którym musiano dobrze przewietrzać komorę. Przy budowie filaru I wybuchł pożar w komorze zdaje się z powodu rzuconej zapalniczki, który szybko się rozprzestrzenił. Aby uniknąć gorszych następstw zatopiono komorę.

Dr. M. Thullie.

— **Zużycie szyn.** „Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwens“ w zeszyte 2 z 15 stycznia 1928 podaje na stronie 33 obraz zużycia szyn w tunelu przez Arlberg. Powierzchnia przekroju z 60 cm<sup>2</sup> zmniejszyła się do 33.9 cm<sup>2</sup>, t. j. o 43.5%. Moment bezwładności z 1455 cm<sup>4</sup> spadł do 555 cm<sup>4</sup>, t. j. o 61.8%. Moment oporu z 175 cm<sup>3</sup> do 81 cm<sup>3</sup>, czyli o 53.7%.



Szyny leżały w nawierzchni tylko 12 lat. Z powodu licznych złamań musiano całą partję wymienić.

Inż. A. W. Krüger.

### Statyka budowli.

— **Tablice do obliczenia łuków** podaje Dr. E. Bélco w *Zeits. f. Bauwesen* (1928, str. 96). Autor przyjmuje przekrój stały a oś paraboliczną i oblicza dla łuku dwuprzegubowego i bezprzegubowego rzędne linii wpływowych a także największych momentów i sił poprzecznych i podłużnych.

Dr. M. Thullie.

## RECENZJE I KRYTYKI.

„Wykład elementarny sił statycznie niewyznaczalnych“ (An elementary treatise on statically indeterminate stresses), nap. J. Parcel i G. Maney. 368 stron. Nowy York 1926. Wiley a. Sons.

Dwaj powyżsi profesorowie uniwersytetu w Minnesota wydali podręcznik o zeskładach statycznie niewyznaczalnych

dla swych studentów. Wykład tej części statyki omawiającej problemy trudniejsze jest bardzo jasny i systematyczny. Autor podaje najprzód sposoby wyznaczenia ugięcia, a to Maxwella i Mohra, Castigliana, sposób powierzchni momentów, ciężarów sprężystych i Williota. Osobno wyznaczają wpływ siły poprzecznej na ugięcie i porównują te sposoby. Te wyniki stosują teraz do wyznaczenia sił w zeskładach statycznie niewyznaczalnych, a w końcu wyznaczają dla nich linje wpływowe. Osobny rozdział poświęcają belce ciągłej o przekroju stałym i zmiennym. Przy mostach obrotowych podpartych na czołpie obliczają autorowie siły jak dla przekroju stałego, przy takich mostach opartych na kole obliczają belkę jako trzyprzęsłową, przyjmując jednak, że w środkowym przęśle siła poprzeczna jest równa zero, więc belka jest częściowo ciągła. W Ameryce dotąd nie używano prawie wcale belek mostowych ciągłych, w ostatnich latach wchodzi one i tam w użycie od budowy mostu w Sciotowille w 1917. Autorowie sądzą, że nadają się one dla wielkich rozpiętości. Osobny rozdział poświęcają autorowie, że nawet przy stałym przekroju moment bezwładności  $I$  zmienia się wskutek pęknięć betonu i chcąc to uwzględnić przyjmują  $I$  proporcjonalne do  $bh^{2/3}$ . Autorowie omawiają też naprężenia drugorzędne z powodu sztywności, podają też sposób przybliżony. Linij wpływowych nie wyznaczają, twierdzą tylko, że można je wyznaczyć umieszczając ciężar  $P=1$  w każdym węźle po kolei. Znamy jednak lepsze sposoby ich wyznaczania. Autorowie twierdzą, że przy większych mostach trzeba będzie w przyszłości wyznaczyć też naprężenia drugorzędne.

Dr. M. Thullie.

**J. B. Ćwikiel:** „O ruchu na drogach bitych, grubości nawierzchni i obliczeniach zużycia tłuczni“.

**Ministerstwo Robót Publicznych:** „Zestawienie obliczeń rezultatów pomiarów ruchu na drogach państwowych w r. 1926“.

**Ministerstwo Robót Publicznych:** „Wykresy ruchu i grubości nawierzchni na drogach państwowych w r. 1926“.

Ukazały się obecnie trzy wymienione wydawnictwa, które jakkolwiek pierwsze nakładem Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów Drogowych, dwa zaś następnym staraniem Min. Rob. Publ., stanowią jedną nierozłączną całość.

Wydawnictwa, te niezmiernie cenne dla dalszego rozwoju rozbudowy drogowej w kraju, zasługują na obszerniejsze omówienie.

W uznaniu znaczenia statystyki ruchu i wynikających stąd konsekwencji, Min. Rob. Publ. zarządziło przeprowadzenie w ciągu roku 1926 pomiarów ruchu na drogach państwowych we wszystkich Województwach z wyjątkiem Śląskiego. Niezależnie od tego, zarządziło również pomiary grubości nawierzchni drogowej.

Rezultatem powyższej, bardzo uciążliwej pracy, która jednak była niezbędnie konieczną dla zorientowania się tak w warunkach ruchu na naszych drogach, jakoteż w brakach jezdni drogowej, są wspomniane powyżej 3 wydawnictwa.

Zestawienia obliczeń pomiarów ruchu ujęte są w przejrzystą tabelaryczną formę z podziałem na poszczególne Województwa i znajdujące się w nich drogi, wraz z podaniem odcinków obserwacyjnych oraz rezultatów pomiarów i kategoryzacją wedle typu jednostek drogowych. Jako ostateczny wynik obliczono również dla każdej stacji obserwacyjnej obciążenie drogi na 1 dobę, będące iloczynem ogólnej ilości ton i długości obserwowanego odcinka w *tkm*, przyczem naturalnie prze-rachowano poszczególne jednostki drogowe wedle ich wagi względnie ładowności, w zróżniczkowaniu, w zależności od poszczególnych Województw.

Celowym uzupełnieniem tego materiału są wykresy ruchu podające ostateczne rezultaty w formie graficznej, przez nanieśenie na odpowiednich ciągach drogowych rzędnych obciążenia ruchem mechanicznym i konnym na dobę. Wykresy te



sporządzone w podziałce 1 : 600.000 dają doskonały materiał poglądowy, umożliwiający szybką ogólną orientację w tej sprawie.

W wykresach tych wykonano również zarys grubości nawierzchni drogowej na omawianych drogach, ilustrujący doskonale braki, jakie pod tym względem na drogach państwowych zostały skonstatowane.

Całość wykonana niezmiernie czysto i starannie przynosi prawdziwą chlubę tak wykonawcom tych wykresów, jak również zakładom graficznym.

Pozostaje jeszcze do omówienia pierwsze z wspomnianych wydawnictw. Zadaniem tej pracy składającej się z dwóch odrębnych części, mianowicie pomiarów ruchu oraz pomiarów grubości nawierzchni jest w pierwszym rzędzie objaśnienie poprzednio wspomnianych zestawień i wykresów, z czego autor wywiązał się bardzo dobrze, umożliwiając należyta orientację nawet tym, którzy interesując się zagadnieniem drogowym, nie zawsze posiadają odpowiednie wykształcenie zawodowe.

Autor postawił sobie jednakże również zadanie drugie, poważniejsze, wyciągnięcie pewnych wniosków z dokonanych obserwacji, mianowicie ustalenie cyfrowe ilości potrzebnego tłuczniwa tak przy utrzymaniu dróg systemem odnowy, jak i łatania, oraz tych braków, jakie konieczne są do uzupełniania, celem doprowadzenia grubości nawierzchni do wartości 20 cm.

W rezultacie dochodzi autor do wniosku, iż ilość potrzebnego rocznie materiału koniecznego dla dróg państwowych wynosi:

1. dla odnowy . . . . .	686.200 m <sup>3</sup>
2. dla łatania. . . . .	485.900 "
3. dla pogrubienia nawierzchni do żądanej grubości (w okresie lat 10) rocznie . . . . .	534.500 "
Razem . . . . .	1,706.600 m <sup>3</sup>

która to cyfra przedstawia zdaniem autora tę granicę, poniżej której zejść nie możemy, nie powodując dalszej dewastacji dróg.

Nie negując zupełnie ostatniej z podanych cyfr, mam pewne zastrzeżenia co do dwóch pierwszych, zaznaczając jednakże odrazu, iż rozwiązanie kwestji zużycia materiału kamiennego na drogach jest rzeczą niezmiernie trudną i ciężką, wymagającą całych lat doświadczeń oraz, że materiał dostarczony przez statystykę ruchu nie mógł tej sprawy należyście wyjaśnić.

W literaturze fachowej już od dawna przyjęto związek pomiędzy zużyciem materiału kamiennego na 1 km, a wielkością ruchu w formie:  $k = a + b$  (funkcja  $r$ ), przyczem:  $k$  przedstawia ilość materiału na 1 m szerokości jezdni w m<sup>3</sup>,  $a$  stały czynnik, który nazwałbym atmosferycznym, wskazujący roczną stratę kamienia spowodowaną wpływami z ruchem niestojącymi w związku,  $b$  współczynnik zużycia kamienia w zależności od jego gatunku, wreszcie  $r$  tonaż ruchu przypadający na dane pasmo drogowe. Sporną jest forma funkcji  $r$ ; o ile n. p. saski zarząd drogowy przyjmuje ją w pierwszej potęgze<sup>1)</sup>, to pracujący w tym dziale inż. Funk, uważa za odpowiedniejsze przyjęcie jej w  $\frac{1}{2}$  potęgze<sup>2)</sup>. Nadto należy dodać, iż podany wzór ma zastosowanie dla ruchu konnego, wymaga zaś pewnego przekształcenia przy uwzględnieniu szybkości jazdy, dla ruchu samochodowego.

W każdym razie należy przyjąć, iż ilość potrzebnego materiału będzie zależną nie tylko od wielkości ruchu, ale również od gatunku kamienia.

W omawianej pracy autor uprościł sobie zadanie pewnymi założeniami, pragnąc na podstawie posiadanego materiału dojść do podanych rezultatów.

W pierwszym rzędzie przyjmuje, iż rozważania jego odnoszą się li tylko do granitu polnego. Jest to o tyle niebezpieczne, że znaczna część dostaw kamienia w Polsce wykazuje inne pochodzenie. Następnie przyjmując a priori, iż dla drogi

obciążonej 200 t na km i dobę, odnowa potrzebną jest co 11 lat, zaś dla drogi obciążonej 600 t co 6 lat, interpoluje daty pośrednie prostolinijnie, co dotychczas z uwagi na wyżej podane nieustalenie funkcji  $r$  przedstawia się wątpliwie.

Przy ocenie ilości kamienia dla systemu łatania robi autor podobne wiążące założenia, iż dla obciążenia 200 t potrzeba rocznie 30 m<sup>3</sup> kamienia, zaś dla obciążenia 600 t — 60 m<sup>3</sup>, wyprowadzając daty pośrednie wedle prawa linii prostej.

Z podanych powyżej powodów sędzę, iż o ile rozchodzi się o najbardziej ogółowe ocenienie potrzebnej ilości kamienia, to rezultaty otrzymane przez autora mogą służyć za podstawę do dyskusji; natomiast musiałbym bardzo przestrzedz przed zastosowaniem metody autora przy ocenie potrzebnej ilości kamienia dla poszczególnych odcinków, albowiem daty w ten sposób uzyskane mogłyby się bardzo niezgadzać z rzeczywistością. Jeżeli założymy, że ostatniego celu autor nie miał na oku, a pragnął li tylko wykazać generalnie braki nasze w tej dziedzinie, to pracy tej należy przyklasnąć, przyczem nie wątpię, iż będzie ona punktem wyjścia dla dalszych badań w tej materji, badań żmudnych i skomplikowanych, nie mniej jednak koniecznych dla rozwiązania poważnego zagadnienia.

Inż. Emil Bratro.

## NEKROLOGJA.

**Ś. p. Inż. Tadeusz Baecker.** Dnia 6 maja b. r. zmarł nagle w Porąbce śp. Inż. Tadeusz Baecker, naczelny kierownik Budowy Zakładu Wodnego na Sole w Porąbce.

Śp. Inż. Tadeusz Baecker urodził się w dniu 26 lipca 1878 r. Po ukończeniu szkoły średniej w Stanisławowie i we Lwowie w 1898 r. zapisał się na Wydział Inżynierji Politechniki we Lwowie, którą ukończył składając egzamin dyplomowy jako znamienicie uzdolniony w 1904 r., poczem wstąpił do służby Krajowego Biura meljoracyjnego. W latach od 1904 do 1908 pracował przy projekcie regulacji rzeki Sołokii z dopływami, kierował regulacją rzeki Pełtwi, oraz wykonał studia i projekty regulacji górnego Dniestru i projekty obiektów dla regulacji rzeki Siwki z dopływami.



W latach 1908 do 1912 opracował projekty zbiorników wody w dorzeczach rzek Soły, Skawy, Dunajca, Stryja z Opo-rem i Bystrzycy, a w roku 1913 studia i projekty regulacji Skawinki. W czerwcu 1914 objął naczelné kierownictwo budowy zbiornika wody na Sole w Porąbce, niestety jednak wy-

<sup>1)</sup> E. Neumann: „Der neuzeitliche Strassenbau“ 1927.

<sup>2)</sup> Funk: „Das Kunststrassenwesen“ 1926.



buch wojny przeszkodził Mu w uruchomieniu budowy tego dzieła i zmusił do służby czynnej w wojsku jako oficera rezerwowego na froncie, którą pełnił do połowy roku 1915, po czym wrócił do służby w Wydziale Krajowym, z którego ramienia kierował Sekcją utrzymania dróg w Podhajcach i w Mielcu aż do końca wojny światowej.

Po powstaniu Państwa Polskiego powołany został z początkiem 1919 r. do służby w Ministerstwie Robót Publicznych w departamencie wodnym, gdzie według wskazówek śp. Inż. Narutowicza przerobił projekt przegrody na Sole w Porąbce, a w czerwcu 1920 r. objął z powrotem naczelné kierownictwo budowy tego Zakładu Wodnego, które prowadził aż do chwili śmierci, która nie dozwoliła mu cieszyć się widokiem szybkiego postępu uciążliwego dzieła. Gdy bowiem przez wszystkie lata poprzednie postęp robót był znikomy dla braku kredytów, to dopiero na rok budżetowy 1928/29 znalazły się dostateczne fundusze na prowadzenie robót we właściwym tempie, czego się jednak już nie doczekał.

Śp. Zmarły ogłosił drukiem kilka cennych prac naukowych z dziedziny budownictwa wodnego jak „Monografię o projektach zbiorników wodnych w Małopolsce“ w r. 1915, „Związek znamienych i okresowych przepływów wody“ w r. 1920 i inne.

Za projekta zbiorników został odznaczony złotym medalem na powszechnej wystawie budowlanej w Lipsku w 1913 r., w Polsce jednak nie doczekał się za swoje wielkie zasługi w dziedzinie budownictwa wodnego żadnych odznaczeń.

Ze śmiercią śp. Inż. Tadeusza Baeckera straciło społeczeństwo, a szczególnie Ministerstwo Robót Publicznych wybitnego inżyniera o olbrzymiej wiedzy fachowej i wielkiej pracy, który niezniechęcony stosunkami u nas panującymi pracował z zaparciem się siebie nad dokonaniem dzieła mającego doniosłe znaczenie dla społeczeństwa.

Cześć Jego pamięci!

## RÓŻNE SPRAWY.

**Meljoracja Polesia.** Sprawa zmeljorowania Polesia weszła, jak wiadomo, na tory realne; powstało już „Biuro projektu meljoracji Polesia“ z inż. J. Pruchnikiem na czele. Jednak przedsięwzięcie tak poważne i tak znacznie mogące wpłynąć na całokształt życia gospodarczego Polski (Polesie zajmuje prawie jedną szóstą część Rzeczypospolitej) wymaga skoordynowania prac rządu, samorządu, instytucyj i organizacyj różnych oraz osób, w meljoracji Polesia zainteresowanych. W zrozumieniu wagi tych prac koła fachowe postanowiły zwołać zjazd poświęcony sprawom, związanym z organizacją studjów, projektu wykonania i sfinansowania tego olbrzymiego przedsięwzięcia. Zjazd ten pod skromną nazwą konferencyi odbędzie się w dniu 12—14 października w gmachu Stowarzyszenia Techników w Warszawie (ul. Czackiego 3—5).

Zgłoszone na Zjazd Poleski referaty (inż. J. Pruchnika, inż. T. Tillingera, inż. K. Zubrzyckiego, W. ks. Massalskiego, inż. J. Radzikowskiego, inż. Librowicza, inż. S. Turczynowicza), będą wydrukowane i rozesłane przed Zjazdem w najbliższym numerze *Inżynierji Rolnej*.

Zjazd rozpocznie się referatem, dostępnym dla wszystkich członków Zjazdu, członków Stowarzyszenia Techników i ich rodzin, a ilustrowanym wielką ilością przeźroczy w piątek o godz. 8-jej wieczorem. W Zjeździe mogą brać udział wszyscy, interesujący się sprawą Polesia. Uczestnictwo w Zjeździe kosztuje 15 złotych, w co wchodzi już i koszt 1 egzemplarza pamiątnika Zjazdu.

Sekretarjat Komisji Organizacyjnej Konferencyi; adres, Warszawa, ul. Kopernika 30, Krajowe Towarzystwo Meljoracyjne.

**Sprostowanie** omyłek druku w artykule Prof. L. Grabowskiego p. tyt. „O odwzorowaniach płaskich wiernokątnych elipsoidy obrotowej...“ (*Czasop. Techn.*, 1928, Nr. 6):

W przedostatniej z formuł (22) zamiast  $N_0^5$  ma być  $N_0^6$ , a w ostatniej zamiast  $N_0^6$  ma być  $N_0^7$ .

## SPRAWY TOWARZYSTWA.

**Posiedzenie Wydziału Głównego P. T. P. z dn. 10. IX. 1928.** Przewodniczy: Prezes Rybicki. Obecni: Wiceprezes Blum i członkowie Wydziału: Aulich, Bratro, Bronarski, Kozłowski, Roniewicz i prof. Zipser.

1. Odczytano i przyjęto protokół ostatniego posiedzenia.  
2. Przyjęto balotem nowego członka p. Ewę Pietschową.  
3. Kol. Bronarski podaje do wiadomości sprawozdanie kasowe nadmieniając, że cyfry są przybliżone, gdyż rachunki nie są jeszcze zamknięte. Pozatem zdaje sprawę ze stanu zaległości, który się nieco zmniejszył, jednakowoż wynosi jeszcze około 17.000 zł. Sprawozdanie przyjęto do wiadomości.

4. Prezes Rybicki zwraca uwagę na ubolewania godny fakt, iż „Czasopisma“ wyłożone do czytania w bibliotece bywają zabierane do domów bez rewersów i nie zwracane. Skutkiem tego zostały zdekompletowane roczniki 1926, 1927 i 1928 niektórych prenumerowanych „Czasopism“. Uchwalono ważniejsze powtórnie skompletować, pozatem umieścić o powyższym fakcie odpowiedniej treści notatkę względnie wezwanie do zwrotu wypożyczonych „Czasopism“, zwrócony do Członków Towarzystwa na łamach *Czasopisma Technicznego*.

5. Prezes Rybicki podaje do wiadomości Członków gotowość Izby Handlowej i Przemysłowej urządzenia kursów do kształcących z dziedziny naukowej organizacyi pracy dla rzemieślników działu budowlanego, proponującej w tym celu odbycie konferencyi przedwstępnej. Uchwalono zaprosić na konferencyę względnie na członków odnośnej komisji prof. inż. Weissa, arch. Noworytę, prof. Hauswalda, prof. Krzyckowski, inż. Nechaya, inż. Stanisława Kowalskiego i inż. Zdzisława Derdackiego.

6. Prezes Rybicki zawiadamia o wysłaniu życzeń z okazji 25-letniego jubileuszu Stowarzyszenia Techników Polskich w Wilnie.

7. Odczytano odpowiedź P. Ministra Moraczewskiego na drugi list Związku P. Z. T. w sprawie zaradzenia brakowi mieszkań i ożywienia sekcji budowlanej.

8. Prezes Rybicki składa sprawozdanie ze Zjazdu FIS'a w Sofji. P. wiceprezes Blum składa w odpowiedzi podziękowanie za podzielenie się z członkami wrażeniami z podróży.

9. Dyskutowano program odczytów na r. 1928/29. Uchwalono rozpocząć cykl wykładów z dniem 3. października b. r. Na tem posiedzenie zamknięto.

**Posiedzenie Wydziału Głównego P. T. P. z dnia 1. X. 1928.** Przewodniczy Prezes Rybicki. Obecni członkowie Wydziału: Aulich, Blum, Bratro, Bronarski, Broniewski, Brzozowski, Jaskólski, Matakiewicz, Roniewicz, Sądel i Zipser. Na wniosek przedstawiony przez Prezesa Rybickiego, a zainicjowany równocześnie z kilku stron, uchwalono jednogłośnie przez akklamację postawić na dorocznem Walnem Zgromadzeniu P. T. P. wniosek o nadanie Koledze Inż. Stanisławowi Kozłowskiemu honorowego członkostwa.

Członek Wydziału kol. Wrażej, usprawiedliwił nieobecność listownie, składając równocześnie swój głos za wnioskiem.

Uprasza się P. T. Kolegów o zwrot czasopism, wypożyczonych z biblioteki P. T. P. dla oddania roczników do oprawy.