

CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN MINISTERSTWA ROBÓT PUBLICZNYCH

I POLSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE

Lwów 1928
Nakład Polskiego Tow. Politech.

REDAKTOR:

Inż. WŁODZIMIERZ RONIEWICZ.

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
2 340 rys. i 20 tablic

Bücherei
Marinehafenbaudirektion
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
Umniejszenie 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-Podzamecze	114

	Stronica
Nowa linja kolejowa od Kutna do Płocka	114
Kolej podziemna w Madrycie	114
Nagle przesuwanie się podkładów	114
Nadzwyczajnie długi bieg parowozu towarowego w Sta- nach Zjedn. P. A.	115
Wagony turystyczne	115
Najszybszy pociąg na świecie	115
Wystawa komunikacyjna we Lwowie	115
Organizacja kolei rumuńskich	115
O stuleciu rozwoju lokomotwy	131
Podparcie szyn na mostach niemieckich *	161
Kolej lilipucia z wagonem przegubowym	162
Podkłady żelazno-betonowe	163
Podkład żelazno-betonowy z przegubem	163
Podbijanie podkładów żelaznych w Niemczech	163
Nowy kierunek w budowie parowozowni na kolejach bel- gijskich i francuskich	194
Impregnacja drzewa	194
Bilans przedsiębiorstwa: Polskie Koleje Państwowe	227
Droga żelazna murmańska	227
Użycie starych szyn kolejowych	227
Urządzenia do dociskania łubków na stykach szyn pa- tentu inż. Kłosowskiego	227
Poprzeczne nadpęknięcia powierzchniowe szyn kolejowych	228
Koszta podróżowania koleją	260
Projektowana kolej podziemna w Warszawie	260
Podkłady żelazno-betonowe w Chinach	275
Nowe zastosowanie żelazobetonu w nawierzchni kolejowej	275
Nowe przepisy o rozszerzeniu toru w Niemczech	292
Nowe podkłady żelazno-betonowe na kolei Pensylwańskiej	292
Zużycie szyn *	306
Sieć dróg żelaznych Afryki	321
Jakich podkładów używać na polskich kolejach?	321
Fundamenty.	
Amerykańskie formuły na obciążenie dopuszczalne pali drewnianych	15
Geodezja wyższa.	
Grabowski Lucjan: O odwzorowaniach płaskich wierno- kątnych elipsoidy obrotowej, w których pewien wy- brany południk odwzorowuje się jako linja prosta (oś x -ów)	68, 85
Grabowski Lucjan: O odwzorowaniu elipsoidy quasi- stereograficznym Gaussa-Krügera	341
Geologia.	
Teisseyre Wawrzyniec: O stosunku geologii ekonomicznej do nauk technicznych i o niektórych potrzebach jej zastosowania w Polsce	71, 89
Kongresy i Zjazdy.	
Hauswald Edwin: Prace Międzynarodowego Zjazdu Orga- nizacji i Administracji w Rzymie	93
Hauswald Edwin: Produkcja kolejna lub ciąga	101
Hauswald Edwin: Polski Zjazd Naukowej Organizacji w Warszawie w r. 1928 *	185
Rundo A.: Sprawozdanie z przebiegu 2-go Wszzechzwią- kowego Zjazdu hydrologów (Z. S. R. R.) w Lenin- gradzie w kwietniu 1928 r. *	203
Pawłowski Aleksander: Kongres genewski Federacji Mię- dzynarodowej Prasy Technicznej i Zawodowej	350
II Zjazd Naukowej Organizacji w Warszawie	32
I Polski Zjazd Hydrotechniczny	211
W sprawie II Zjazdu Naukowej Organizacji	79
II Polski Zjazd Naukowej Organizacji	115
Udział Lwowa w Polskim Zjeździe Naukowej Organizacji	131
X Zjazd Gazowników i Wodociągowców Polskich	211

	Stronica
II Międzynarodowy Kongres budowy mostów i budow- nictwa lądowego we Wiedniu r. 1928	211
Zjazd wychowanków Instytutu Technologicznego w Pe- tersburgu	212
IV Kongres Federacji Międzynarodowej Prasy w Genewie	244
VIII Zjazd Inżynierów kolejowych	276
Okręgowy Zjazd Naftowy w Jaśle i Krośnie	292
Zjazd w sprawie meljoracji Polesia	308
II Zjazd Inżynierów i Techników z Kresów Wschodnich	322
I Polski Zjazd Hydrotechniczny w Warszawie w d. 3—5 stycznia 1929 r.	355
Zjazdy techniczne w czasie P. W. K. w Poznaniu	355
IV Międzynarodowy Kongres Nauk. Org. w Paryżu 1929 r.	371
II Ogólno-państwowy Zjazd Meljoracyjny	388

Konkursy.

Posady w Dyr. Rob. Publ. we Wilnie	48, 64
Posady w Dyr. Kolei Państw. w Krakowie	84
Konkursy na wynalazki	180
Posady w Państw. Szkole Przemysłowej w Krakowie	180, 196
Wykonanie prac pomiarowych dla Okr. Urz. Ziemińskiego	260
Konkurs na skonstruowanie siewnika	371

Maszyny parowe.

Oczyszczanie wody zasilającej kotły parowe *	177
--	-----

Materiały budowlane.

Rychlewski Włodzimierz: Badania laboratoryjne materia- łów budowlanych *	155, 174
Wyniki prób cementów	31
Burchartz-Jordan-Schluckebier-Rappold: Materiał budow- lany i jego obrobienie (Thullie M.)	32
Wrażej Władysław: Odporność żeliwa na kwasy i ługi	59
—————	
Cement wyborowy prędko wytrzymały	75
Bauxit-cement	100

Meljoracje rolne.

Rożański Adam: Sprawozdanie Komitetu ekspertów Ligi Narodów o drogach wodnych i portach morskich Polski, o osuszeniu Polesia i o zaopatrzeniu Gór- nego Śląska w wodę do picia	106, 123
Meljoracja Polesia	308

Metalografia.

Wrażej Władysław: Metalografia i uszlachetnienie że- liwa *	104
Wrażej Władysław: Naprężenie wewnętrzne objętościowe jako powody zmian własności fizycznych żelaza w temperaturach między 20 ^o a 300 ^o *	252, 266, 282
Wrażej Władysław: Trwałe magnesy *	384
—————	
Zgrzewanie elektryczne *	160

Miernictwo.

Piątkiewicz Bronisław: Prace fotogeodezyjne Minister- stwa Robót Publicznych *	313
---	-----

Mosty.

Kuryło Adam: O nowszych budowlach żelbetowych w Polsce *	1, 18
Chróścielewski A.: Podniesienie wykonawcze prześleń mo- stowych *	117, 149, 165, 181
Chmielowiec Alfons: Najkorzystniejszy kształt osi wie- szara w mostach łańcuchowych *	197

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
Naukowa Organizacja.	
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
Nekrologja.	
† Szaynok Władysław	47
† Rogoziński Kazimierz *	115
† Maciejowski Andrzej *	178
† Baecker Tadeusz *	307
† Łoś Jan	354
Obrabiarki.	
Nowoczesne obrabiarki skrawające	210
Pomiary wodne.	
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
Przemysł.	
Hauswald Edwin: Przemysł. (P. D.)	31
Różne.	
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
Samochody.	
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
Statyka budowli.	
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 sprężystości ugiwalnych 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
Momenty 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	Wytrzymałość materiałów.	
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/>	
Szkolnictwo.		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
Technologia chemiczna.		Wysokość naprężeń dopuszczalnych	113
Elektroliza wody pod wysokim ciśnieniem	192	Cement wyborowy	161
Towarzystwa.		O zmęczeniu metali wskutek zmiennych naprężeń	162
Polskie Towarzystwo Politechniczne we Lwowie:		Doświadczenia ze słupami drewnianymi na wyboeczenie	353
Ogłoszenie o Walnem Zgromadzeniu	48, 84	O granicy ciastowatości	353
Odczyty: Chmielowiec Alfons: Jak liczyć płytę żelbetową w mostach. Przepisy. Teorja. Praktyka.	196	Zakłady o sile wodnej.	
Oddział P. T. P. w Przemysłu	84	Zakład o sile wodnej Ryburg-Schwörstadt	162
" " " " " Samborze	84	Żegluga śródziemna.	
" " " " " 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	Żelazo-beton.	
50 Sprawozdanie Wydziału Głównego za 1927 r.	79	Kurylko 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
Tunele.		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
Wodociągi i kanalizacja miast.		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

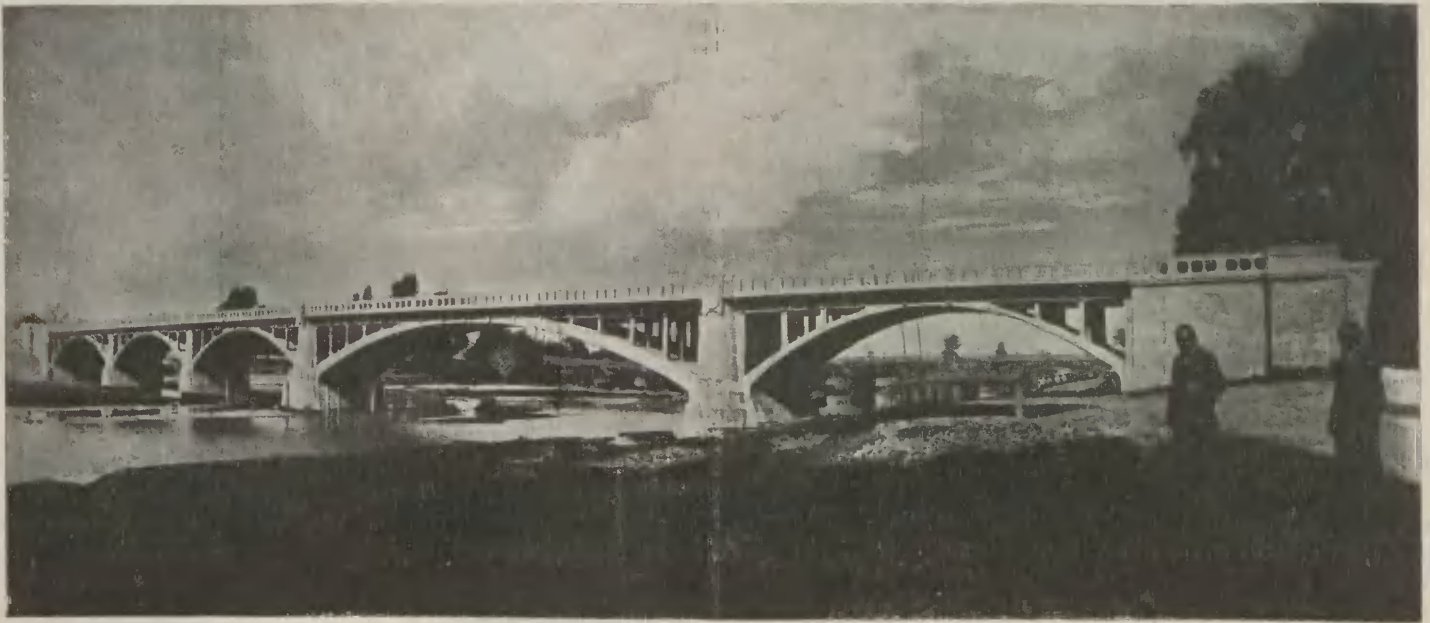
Prof. A. Kuryłło: O nowszych budowach żelbetowych w Polsce. — Prof. Dr. K. Wątarek: Projekt ministerjalny polskiej nawierzchni kolejowej. — Inż. M. Mazur: Projekt zbiornika betonowego dla stacji przepompowania w Karaczynowie wodociągów miasta Lwowa. — Prof. Dr. M. Thullie i inż. A. Chmielowiec: Naprężenia drugorzędne w belkach kratowych i sposób przybliżony ich wyznaczenia. — Wiadomości z literatury technicznej. — Bibliografia. — Sprawy Towarzystwa.

Prof. A. Kuryłło.

O nowszych budowach żelbetowych w Polsce.

Wielu z inżynierów polskich, projektujących i wykonywujących budowle nawet poważniejsze pod względem wielkości, jakości wykonania i kosztów, nie dzieli się swymi spostrzeżeniami z innymi fachowcami, ani nie publikuje szczegółów konstrukcji. Powody tego są rozmaite: najczęściej brak czasu, pozatem jednak w wielu przy-

jeszcze bardziej używane są konstrukcje żelazne aniżeli budowy żelazo-betonowe. Przykładem może być choćby most Poniatowskiego, wykończony niedawno w Warszawie. Jako drugi przykład wskażmy na t. zw. III-ci most w Krakowie... Pomimo ogólnej stagnacji gospodarczej i trudności finansowych w zakresie budowy nowych mostów



Ryc. 1.

Most na Sole w Oświęcimiu. Rozpiętości w świetle od strony lewej ku prawej: $3 \times 23,25$ m, 42,00 m, 23,25 m.

padkach niechęć do publikacji i niedoceniając jej tak pod względem dydaktycznym jak i do pewnego stopnia reklamowym w najlepszym tego słowa znaczeniu. Szczególnie skąpo traktowany jest w czasopiśmie polskim dział budowli żelbetowych, jakkolwiek czytelnicy domagają się od redakcyj artykułów z zakresu żelbetnictwa, jak to swego czasu oświadczyła mi redakcja *Przeglądu Technicznego* w Warszawie.

Przygotowując od paru lat do drugiej części podręcznika o żelbetnictwie materiał konstrukcyjny budowli żelbetowych, wykonanych przedewszystkiem w Polsce, nagromadziłem pewną ilość planów konstrukcyjnych i zdjęć fotograficznych budowli wykonanych i w czasie wykonywania. Celem niniejszej notatki jest zestawienie i krótki opis niektórych cenniejszych budowli żelbetowych, wykonanych u nas w ostatnich kilku latach. Nie podam tu planów konstrukcyjnych i dokładniejszego omówienia obiektów, bo to będzie wyczerpująco opisane we wspomnianym podręczniku, lecz poprzestaną tylko na celowych zdjęciach fotograficznych i krótkim opisie technicznym.

Zestawienie takie okazuje się konieczne także z tego powodu, że trafiają się niekiedy głośne sądy o budowach żelbetowych, nie odpowiadające istotnemu stanowi rzeczy. Jako przykład przytoczę w wyjątkach twierdzenia, znajdujące się w czasopiśmie *Architektura i Budownictwo* z r. 1927, zeszyt 4, str. III, gdzie między innymi czytamy: „...I tak dla budowy mostów daleko

istnieje cały szereg mniejszych lub większych obiektów mostowych w budowie, np. most na Wiśle pod Sandomierzem, szereg zaś innych znajduje się w stadium projektów, które wkrótce będą zrealizowane. O większych budowach żelazo-betonowych w tym zakresie nie słychać“.



Ryc. 2.

Budowa mostu na Sole w Oświęcimiu. Widok ogólny placu budowy w okresie ustawiania kesonów.

Mimowoli nasuwa się uwaga, że autor tych twierdzeń, objętych cudzysłowem, wspomina o konstrukcji że-

laznej mostu Poniatowskiego, natomiast nie zauważył 702 m długiego wiaduktu żelbetowego tego mostu. Co do



Ryc. 3.

Budowa mostu na Sole w Oświęcimiu. Kesony przyczółka.

t. zw. trzeciego mostu w Krakowie, to użyta konstrukcja wspornikowa, stosowna dla znacznych rozpiętości (których

zbyt pociągająco. Podobnie nie będzie harmonizował z otoczeniem most żelazny na miejscu dawnego drewnianego mostu podgórskiego w Krakowie, gdzie nadawałby się jedynie monumentalny łuk żelbetowy; konstrukcja żelazna, oprócz braku harmonji z otoczeniem, wywoływać będzie wrażenie niepokoju.

Ryc. 1 do 3 przedstawiają most łukowy, pięcioprzęsłowy na Sole w Oświęcimiu o całkowitej długości 173 m, projektowany i wykonany pod kierunkiem Inż. A. Machniewicza. Założenie ogólne (ryc. 1), wskazane warunkami miejscowymi, wykazuje cztery przęsła mniejsze o rozpiętościach po 23,25 m w świetle i jedno przęsło większe o rozpiętości 42,00 m w świetle. Filary i przyczółki fundowano częściowo na studniach a częściowo na żelbetowych skrzyniach roboczych (fundacja pneumatyczna). Grubości łuków wynoszą: w przęsłach mniejszych w kluczu 35 cm, w wezłowiach 60 cm, w przęsle większym w kluczu 70 cm, w wezłowiach 116 cm. Fundamenty tego mostu wykonano jeszcze przed wojną światową. Budowę nad zwierciadłem małej wody rozpoczęto po zawarciu pokoju, a w r. 1924, po wykonaniu obustronnych dojazdów, oddano most do użytku publicznego.

Most Bolesława Chrobrego na Warcie w Poznaniu (ryc. 4 i 5) wykonało w r. 1925 „Towarzystwo Robót Inżynierskich“ (Tri) w Poznaniu podług projektu Inż. L. Ballenstedta. Dwa łuki trójprzegubowe (z żebrami wystającymi w górę), o rozpiętościach w świetle 51,00 i 34,60 m, zasypane są lekką nadsypką z betonu żużlowego, a tylko wierzchnie pokrycie o grubości 15 cm wykonano z betonu żwirowego. Stosunek strzałek do rozpiętości teoretycznych

łuków wynosi: w przęsle większym $\frac{3,94}{45,9} = \frac{1}{11,65}$, w przęsle mniejszym $\frac{2,79}{29,0} = \frac{1}{10,46}$. Żebra 40 cm szerokie, o od-

stępnie osiowym 1,00 m, mają wysokości zmienne: największa wysokość żeber przęsła większego wynosi 100 cm, przęsła mniejszego 70 cm. W pobliżu wezłowia i klucza przechodzą żebra w płytę, o grubości 35 cm w przęsle



Ryc. 4.

Most Bolesława Chrobrego na Warcie w Poznaniu. Rozpiętości w świetle: 51 m i 34,6 m.

tam nie ma, bo nie było potrzeby ich stosowania), nie odpowiada terenowi o zupełnie płaskich wybrzeżach; most ten pod względem konstrukcyjnym nie jest więc bez zarzutu, a pod względem estetycznym przedstawia się nie-

mniejszym, a 50 cm w przęsle większym. Przeguby wykształcono w postaci krzyżujących się prętów ϕ 27 mm. Na 1 m szerokości mostu przypadają w przegubie 24 pręty, o długości \approx 5 m.



Ryc. 5.

Budowa mostu Bolesława Chrobrego na Warcie w Poznaniu. Ukończenie deskowania łuków.

Most na Białej w Grybowie (ryc. 6 i 7) wykonano w r. 1926 pod kierunkiem inż. Fr. Milana według planów, opracowanych w biurze drogowym Okręgowej Dyrekcji Robót Publicznych w Krakowie (proj. Inż. Prokiesz). Łuk utwierdzony, o szerokości 6,50 m, ma grubość w kluczu



Ryc. 6.

Most na Białej w Grybowie. Rozpiętość w świetle 36 m.

55 cm, w wezłowi 105 cm. Płyta pomostowa, o grubości 20 i 22 cm, przedłużona w obustronne wsporniki na chodniki, spoczywa na belkach podłużnych ciągłych, biegnących w odstępach 1,50 m i 1,55 m, opartych na słupach. Stężenie pomostu i słupów u góry stanowią niskie poprzeczki; skrajne słupy stężone są także belkami w poziomie wysokości słupów.

Ryc. 8 przedstawia most na rzece Utraci ena 16-tym km kolei elektrycznej Warszawa-Grodzisk-Zyrardów, budowanej przez Spółkę akcyjną „Elektryczne Koleje Dojazdowe”. Most ten o częściowym działaniu ramowym (filary środkowe) według projektu Inż. Al. Pstrokońskiego wykonała w r. 1926 „Przemysłowo-Budowlana Spółdzielnia Inżynierów Komunikacji”, Sp. z ogr. odp. w Warszawie.

W latach 1925/26 wzniesiono monumentalny pawilon doświadczalny (ryc. 9) Wyższej Szkoły Handlowej w Warszawie¹⁾ o rzucie, stanowiącym kwadrat 45,38 × 45,38 m. Z uznaniem podnieść należy, że projektujący i kierujący budową Architekt J. Witkiewicz-Koszczyz wybrał jako ustrój niosący szkieletową konstrukcję żelbetową (ryc. 10). Ustrój ten umożliwił pośpiech w robocie, bowiem roboty murarskie wewnętrzne można było wykonywać odrazu na każdym piętrze tam, gdzie było dogodniej w danej chwili, przyczem niepogoda nie wstrzymywała tej roboty. Oprócz szkieletu żelbetowego całego budynku trzypiętowego, o wysokości poszczególnych pięter od podłogi do podłogi 4,70 m, zwraca uwagę konstrukcja auli, rozwiązana w postaci szeregu ram łukowych dwuprzegubowych, o rozpiętości w świetle 20 m (ryc. 11). Latarnia auli (ryc. 12) utworzona została również z ram, o rozpiętości 12 m.

Plany konstrukcyjne ustrojów żelbetowych opracował Inżynier Doradca Z. Gillewicz. Roboty żelbetowe, murarskie, dekarские, stolarszczyznę i inne, jako główny przedsiębiorca, wykonała firma Fr. Martens i A. Daab pod dyrekcją Dr. Cz. Kłosia. (Dok. nast.).

¹⁾ Por. J. Witkiewicz-Koszczyz: „Sprawozdanie z budowy gmachu doświadczalnego Wyższej Szkoły Handlowej w Warszawie”. Warszawa 1927.

Projekt ministerjalny Polskiej nawierzchni kolejowej.

Referat, wygłoszony na Zebraniu tygodniowym Polskiego Towarzystwa Politechnicznego w maju 1927 r.

Polska odziedziczyła po państwach zaborczych sieć kolejową, na której różne systemy nawierzchni przedstawiają istny kalejdoskop, gdyż różnią się nie tylko dzielnkami i poszczególnymi linjami, ale nierzadko jedna i ta sama linja wykazuje zmiany typów nawierzchni na poszczególnych odcinkach.

Dziwić się temu nie można, bo czyż mogło być inaczej na kolejach, należących przed wojną do trzech państw i pozostających podczas wojny w sferze działań wojennych, zmieniając w dodatku niejednokrotnie gospodarza.

Nie potrzeba wykazywać, że taka różnorodność typów nawierzchni stanowi wielkie utrudnienie w prawidłowym utrzymaniu i obsłudze toru, podnosząc równocześnie kosztą tego utrzymania.

Jest jeszcze drugi wzgląd, zniewalający zarządy kolejowe do rewizji dotychczasowych systemów nawierzchni, a mianowicie dążność do powiększenia obciążenia osi parowozu. Podczas gdy przed wojną obciążenie to nie przekraczało z reguły 16 tonn, a wyjątkowo dochodziło do 18 tonn, uważamy obecnie ostatnią cyfrę jako powszechną, gdy chodzi o koleje znaczenia pierwszorzędowego, a istnieje dążność do wydatnego jej zwiększenia, a więc do 20, a nawet 25 tonn.

Jeśli jeszcze uwzględnimy fakt, uzasadniony teoretycznie i stwierdzony doświadczalnie, że masywny tor z ciężkimi szynami stawia skuteczniejszy opór dynamicznemu działaniu obciążeń i podlega mniejszym odkształceniom, a temsamem jest trwalszy i wymaga mniejszych kosztów utrzymania, to zrozumiemy, dlaczego koleje zagraniczne wprowadzają obecnie dla linii z silnym i szybkim ruchem typy szyn, których ciężar przekracza bardzo wydatnie ciężar typów przedwojennych, przyczem ograniczają równocześnie ilość tychże typów.

Na kolejach niemieckich postanowiono wprowadzić jednolity typ nawierzchni dla całego państwa niemieckiego i zaprojektowano w tym celu trzy typy przekroju szyny, a mianowicie dla normalnego obciążenia osi 16, 20 i 25 tonn, a ciężarze odpowiednio 38.9, 45.6 i 49.4 kg/m.

Francuskie Ministerstwo wojny ustaliło w r. 1919 w porozumieniu z 6 wielkimi kolejami francuskimi 4 normalne typy szyn o ciężarze 26, 36, 46 i 55 kg/m; pierwszy przeznaczony dla kolei wąskotorowych, drugi dla kolei normalnotorowych ze słabym ruchem, trzeci dla normalnotorowych z silnym ruchem, a czwarty dla tunelów.

Rosyjskie koleje państwowe przyjęły dla linii głównych z obciążeniem osi 25 tonn typ szyny, zaprojektowany przez prof. Oppenheima w Moskwie, o ciężarze 47 kg/m.

Polskie Ministerstwo komunikacji postanowiło wprowadzić 3 typy normalnych szyn polskich, a to o ciężarze 36, 42 i 48 kg/m. Pierwszy typ ma służyć dla linii ze słabym ruchem pociągów i z mniej ciężkimi lokomotywami, drugi dla linii z silnym ruchem, ciężkimi, nowymi parowozami i ruchem pociągów pospiesznych, oraz trzeci typ dla linii z wyjątkową szybkością pociągów.

Na razie opracowało Ministerstwo typ drugi jako ten, który obecnie jest szczególnie potrzebny do wymiany szyn zużytych na liniach głównych, a równocześnie zaprojektowało typy połączeń szyn z podkładem drewnianym, oraz między sobą na stykach.

W referacie niniejszym zamierzam podać krótką charakterystykę tych projektów, dążących do uporządkowania i ujednostajnienia nawierzchni na kolejach polskich i do stworzenia ustrojów prostych, łatwych w wykonaniu i utrzymaniu.

A. Szyna.

Szyna typu średniego, oznaczona cechą *S*, której przekrój przedstawia rys. 1, posiada następujące dane charakterystyczne:

ciężar	42.59 kg m
powierzchnia przekroju	54.25 cm ²
położenie osi obojętnej względem	
włókien górnych	7.054 cm
" dolnych	6.946 cm
moment bezwładności przekroju	
względem osi obojętnej	
poziomej	1442.7 cm ⁴
pionowej	279.8 cm ⁴
moment wytrzymałości	
włókna górne	204.53 cm ³
" dolne	207.71 cm ³
moment wytrzymałości na	
1 kg ciężaru szyny	4.90 cm ³
normalna długość szyny	15.0 m.

Wysztalcenie szczegółów przekroju, wzorowanego w ogólności na nowych typach szyn zagranicznych, ilustruje przejrzyste poniższe zestawienie, pozwalające wysnuć szereg wniosków co do celowości obranych wymiarów i ich ustosunkowania.

Podkreślimy ważniejsze momenty charakterystyczne.

1. Stosunek szerokości stopki do wysokości przekroju wynosił w przedwojennych typach europejskich przeważnie około 0.80, natomiast w typach powojennych wzrasta do 0.90 i wyżej. W polskim typie *S* wynosi on 0.89.

To względne obniżenie przekroju na korzyść zwiększenia szerokości stopki, cechujące typy powojenne, znajduje uzasadnienie w dążeniu do zwiększenia stałości szyny z uwagi na działanie poprzecznych sił poziomych i możliwość stosowania uproszczonych, a tem samem tańszych sposobów związania szyny z podkładem.

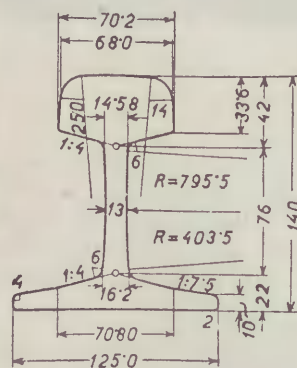
2. Stosunek wysokości główki do szerokości wynosi w projektowanym typie *S* zaledwie 0.62. Ten sam stosunek wykazuje szyna rosyjska, natomiast w innych typach powojennych jest on znacznie wyższy.

Mamy tu zatem do czynienia z główką stosunkowo bardzo niską a szeroką.

Doświadczenie uczy, że zalety szerokiej główki są bardzo wybitne, a mianowicie: wydatne zmniejszenie zużycia samej szyny i obręczy kół pojazdów z powodu zwiększonej powierzchni zetknięcia, bardzo pożądane zwiększenie szerokości powierzchni przylegania łubków, oraz fakt, że niska a szeroka główka daje się łatwiej prawidłowo wywalcować.

Z drugiej strony powiększanie szerokości główki pociąga za sobą potrzebę zmniejszenia jej wysokości celem utrzymania powierzchni przekroju główki w określonych granicach i uzyskania w ten sposób jak najkorzystniejszego stosunku powierzchni tegoż przekroju do powierzchni przekroju stopki.

Równomierne rozmieszczenie mas w główce i stopce byłoby bardzo pożądane ze względu na prawidłowy przebieg wyrobu szyny. Brak tej równomierności powoduje



Rys. 1.

		Typy przedwojenne		Typy powojenne						
		Austriacki typ "A" z r. 1903	Pruski Nr. 8	Stany Zjednocz. Ameryki Półn. Typ normalny 90 g/rd	Anglia Typ normalny 90 f/rd	Francja Typ normalny I	Niemcy Typ normalny II	Rosja Typ O z r. 1919	Polska Typ S	
Ciężar na 1 m. b.	kg	44·35	41	44·63	44·64	46·02	45·60	47·07	42·59	
Wysokość przekroju	mm	140	138	142·9	136·5	145	142	145	140	
Szerokość stopki	"	112	110	130·02	136·5	134	125	130	125	
Stosunek szerokości stopki do wysokości przekroju	—	0·80	0·80	0·91	1·00	0·92	0·88	0·90	0·89	
Szerokość główki	mm	68	72	65·1	66·7	62	67	69	68	
Stosunek wysokości do szerokości główki	—	0·66	—	—	—	0·78	0·69	0·62	0·62	
Pochylenie płaszczyzn przylegania łubków	—	1:4	1:4	1:4	1:4	1:4	1:3	1:4	1:4	
Rozmieszczenie materiału	główka	%	46·6	—	36·2	44·5	44	45	43·4	45·2
	ścianka	"	19·8	—	24	18·5	22	18	18·5	21·0
	stopka	"	33·6	—	39·8	37	34	37	38·1	33·8
Moment bezwładności	cm ⁴	1442	1351·6	1610·5	—	1620·1	1540	1727	1442·7	
" wytrzymałości	cm ³	205·0	193·09	205·8	—	218·3	212·4	229	204·53	
" " na 1 kg	"	4·65	4·71	4·66	—	4·76	4·66	4·87	4·90	

niejednoczesne ostygnięcie szyny w całym przekroju i w następstwie wyginanie się szyny. Przy tym wyginaniu się i następnym mechanicznym prostowaniu tworzą się w szynie drobnitki, włoskowate rysy, będące powodem pęknięcia szyn w torze.

Nierównomierność rozkładu mas w główce i stopce jest niestety zasadniczą, a zarazem nieuniknioną ujemną cechą szyny szerokostopowej, więc dążność do uzyskania możliwie korzystnych stosunków pod tym względem zniewała nas do obniżania wysokości główki przy zwiększaniu jej szerokości, chociaż przez to zmniejszamy moment bezwładności przekroju, a temsamem i wytrzymałość szyny przy tej samej ilości materiału.

Jakkolwiek główka szyny S doznała bardzo wydatnego obniżenia, to jednak stosunek mas główki i stopki odbiega dość znacznie od jedności, gdyż główka zawiera 45·2%, zaś stopka zaledwie 33·8% pełnego przekroju. Poprawę tych stosunków możnaby uzyskać przez przeniesienie większej ilości materiału do stopki, jednak przez to zmniejszyłby się moment bezwładności przekroju, względnie zaszłaby potrzeba zwiększenia powierzchni przekroju, a temsamem ciężaru szyny.

3. Dopuszczalne zużycie szyny S określono na 8 mm. Zużycie to nastąpi po przejściu po torze około 80 milionów tonn brutto. Przy średniej rocznej gęstości ruchu, wynoszącej obecnie na naszych kolejach głównych 2·25 milj. tonn brutto i oczekiwaniem zwiększeniu do 3·2 miliona, wystarczy szyna na okres 25 letni. Doświadczenie uczy, że na dłuższe pozostawienie szyny w torze głównym z różnych przyczyn liczyć nie można, należy więc przyjąć granicę zużycia uznać za wystarczającą.

4. Szczegóły wykształcenia przekroju.

Powierzchnia toczna główki jest wypukłona ku górze łukiem kołowym o promieniu 250 mm. Wypukłość ta jest tak łagodna, że nie uchybia uznanej dziś zasadzie płaskości powierzchni tocznej, jest natomiast pożądana z uwagi na ułatwienie procesu walcowania i lepsze podparcie zużytych obręczy kół.

Przejście od górnej do bocznej powierzchni główki otrzymało wyokrąglenie łukiem o promieniu 14 mm, uznany na podstawie doświadczenia za najodpowiedniejszy przy równoczesnym wyokrągleniu pachwiny koła łukiem o promieniu 15 mm.

Główka szyny otrzymała — zgodnie z nowymi typami zagranicznymi — lekkie poszerzenie ku dołowi, a to celem zwiększenia szerokości powierzchni przylegania łubków.

Powierzchnie te otrzymują pochylenie 1:4, uznane obecnie za najodpowiedniejsze. Przy tym pochyleniu można już zużyte łubki docisnąć należycie przez przyciągnięcie śrub, a równocześnie jest ono jeszcze na tyle łagodne, że umożliwia należyte przenoszenie obciążenia z szyny na łubek.

Boczne powierzchnie ścianki urobione są jako powierzchnie walcowe, wskutek czego grubość ścianki jest zmienna i wynosi w osi obojętnej 13 mm, rosnąc u podstawy główki do 14·6 mm, a przy stopce do 16·2 mm. Uzyskuje się w ten sposób pożądaną zmniejszenie ilości materiału, zgodne z wymaganiami statyki, przy dochowaniu sztywności przekroju, oraz ułatwione wywalcowanie szyny.

Górna powierzchnia stopki otrzymuje załomy w punktach końcowych powierzchni przylegania łubków, przechodząc z pochylenia 1:4 do pochylenia 1:7·5. Załomy te, mniej pożądane z uwagi na walcowanie, okazują się konieczne celem uzyskania grubości stopki na krawędziach w potrzebnym wymiarze 10 mm wobec znacznej szerokości i niewielkiej grubości stopki, wynoszącej w osi przekroju 22 mm.

Oś obojętna połowi prawie dokładnie wysokość przekroju (odstęp górnych włókien skrajnych od niej wynosi 70·5 mm, zaś dolnych 69·5 mm). Stosunki te pogarszają się w miarę zużycia główki. Ten niezbyt korzystny układ osi obojętnej, powodujący niejednakowe naprężenia w skrajnych włóknach główki i stopki, jest wynikiem wspomnianego wyżej wzmocnienia tej ostatniej na rachunek pierwszej dla uzyskania korzystniejszych stosunków w rozkładzie mas przekroju.

5. Obliczenie wytrzymałości szyny przeprowadzono dla znamienia podłoża $C=3$ i 4 , odpowiednio do stosunków, zachodzących przeważnie na naszych torach kolejowych. Przyjęto dalej podparcie szyny podkładami drewnianymi typu I, II i V, wprowadzonymi jako typy normalne na kolejach polskich, przyczem osiowy odstęp podkładów wynosi 73 i 65 cm. Odstępy te odpowiadają 22 i 24 podkładom na szynę 15 metrową, względnie 1467 i 1600 podkładom na 1 km toru. Długość podkładu wynosi 270 cm.

Dla powyższych przyjęć obliczono, iż natężenie w nowej szynie, wynoszące 1440 kg/cm² (uznane za dopuszczalną górną granicę) osiąga się przy następujących statycznych naciskach osi:

przy $C=$	3	4
i odstęp podkładów 73 cm	20.3 t	21.4 t
" " " 65 cm	21.6 t	22.5 t

Dodatkowe obliczenia, nieprzytoczone w referacie Departamentu, miały wykazać, że szyna zużyta o 8 mm otrzyma natężenia zwiększone o 7% .

Z obliczeń tych wynika zatem, że projektowanej szyny S można użyć dla torów, po których przebiegają parowozy z naciskiem osi, wynoszącym 20 t.

Podkreślić tu wreszcie należy, że dość znaczny moment wytrzymałości szyny na 1 kg jej ciężaru, wynoszący 4.90 cm³ jest miarą korzystnego układu przekroju.

Przy tej sposobności zniewolony jestem wyrazić zdziwienie, że Ministerstwo nie zdecydowało się dotychczas na stosowanie przy obliczeniach nawierzchni kolejowej wzorów, podanych przez polskich autorów, chociaż są one dokładniejsze, a przytem równie łatwe w użyciu.

6. Normalną długość szyny S ustalono na 15 m. Postąpiono słusznie, gdyż długie szyny podnoszą stateczność toru i zmniejszają ilość styków, zaś wielkość szpary stykowej nie osiąga jeszcze w naszym klimacie przy tej długości niedopuszczalnego wymiaru.

7. Wyrób szyny.

Scharakteryzowane w punkcie 2 niezrównoważenie przekroju, nieuniknione przy szynie szerokostopowej, wymaga zwrócenia baczonej uwagi na dobroć wyrobu.

Szereg referatów, przedstawionych na Londyńskim Kongresie kolejowym wykazuje, iż przyczyn pęknięć i uszkodzeń szyn w torze szukać należy w znacznej mierze w niedokładności wyrobu. Prócz tego doświadczenia ostatnich lat wskazują na zbyt małą twardość stali szynowej. Rosnące obciążenia powodują zgniatanie powierzchni tocznej szyny i szybkie jej zużycie. Wadę tę obserwować możemy w szynach typu A dawnych austriackich kolei państwowych, leżących na torach niektórych linii małopolskich.

Trwałość szyny zależy nie tylko od dobrze zaprojektowanego przekroju i odpowiednio dobranego ciężaru szyny, lecz w równej, a może i większej mierze od dobroci stali, odpowiedniej twardości powierzchni tocznej i od staranności wyrobu.

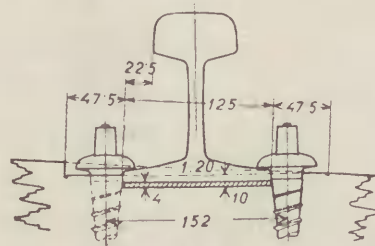
Toteż uznać należy za bardzo celową uchwałę Rady Technicznej, domagającą się zwrócenia baczonej uwagi na dobroć wyrobu szyn przez opracowanie projektu ścisłych warunków technicznych na dostawę szyn i złączek, oraz przez zorganizowanie badań nad materiałem szyn, dostawianych kolejom polskim i nad sposobami polepszenia tego materiału, by uniknąć zbyt częstych uszkodzeń szyn w torze.

B. Połączenie szyny z podkładem drewnianym.

Projekt związania szyny z podkładem obejmuje cztery alternatywy. Pierwsza z nich ma znaleźć zastosowanie przy podkładach dębowych, druga przy podkładach sosnowych, nasącanych drogim antyseptykiem, trzecia przy takichże podkładach i tanim antyseptyku, oraz czwarta, analogiczna do pierwszej, przy użyciu podkładów miękkich.

Wszystkie alternatywy cechuje dążność do jaknajdalej posuniętej prostoty ustroju, a tem samem do stworzenia układów tanich i łatwych w wykonaniu i utrzymaniu.

Alternatywa I (rys. 2) wzoruje się na francuskim typie normalnym. Szyna spoczywa na podkładzie dębowym bez pośrednictwa żelaznej płyty podkładowej. Między szyną i podkładem układa się



Rys. 2.

nasyconą deszczułką z drzewa topolowego o powierzchni 12.5×16.0 cm i o grubości 4 mm.

Podkład otrzymuje pod szyną zacios o skosie $1:20$, odpowiadającym wymaganiu pochylenia szyny, a w środku zaciosu wykonuje się zagłębienie na 10 mm o szerokości równej szerokości deszczułki topolowej, stanowiące łożysko dla teje. Przytwierdzenie szyny następuje trzema, względnie czterema wkrętami. Cztery wkręty otrzymują podkłady stykowe i pewna ilość podkładów pośrednich. Dla ostrych łuków przewiduje się 4 wkręty na każdym podkładzie. Przy trzech wkrętach umieszcza się dwa po wewnętrznej stronie szyny.

Miękka i elastyczna deszczułka topolowa ma na celu należyte wypełnienie szpary między stopką szyny i podkładem i zapewnienie w ten sposób jednostajnego rozkładu ciśnienia na podkład, ma następnie chronić drewno podkładu przed mechanicznym zniszczeniem przy nieuniknionych ruchach szyny, a wreszcie ma łagodzić uderzenia, a więc zwiększać pożądaną sprężystość toru.

Doświadczenie kolei zagranicznych uczy, że wkładka taka istotnie spełnia swoje zadanie ochronne, ale pod warunkiem należytego przyciągnięcia wkrętów. W przeciwnym razie występują łatwo przesunięcia, skręty i szybkie zniszczenie wkładki. Wynika z tego potrzeba starannego utrzymania toru, jeśli wkładki mają cel swój spełnić. W każdym razie uznać należy próbne wprowadzenie tego prostego układu za wskazane, a nawet bardzo pożądane.

Przemilczeć tu jednak nie można, że poważną ujemną stroną układu stanowi zacios i to dość skomplikowany kształtu, wymagający bardzo dokładnego wykonania i zmniejszający grubość podkładu prawie o 2 cm.

Podkłady, stosowane obecnie na naszych kolejach głównych, są typami słabymi i posiadają niewielkie grubości, bo zaledwie 14.0 – 14.5 cm. Jeśli jeszcze odejmiemy od tego 2 cm, stracone na zacios, pozostanie grubość 12.0 do 12.5 cm. Jestto wymiar bezwarunkowo za mały. Rachunek wykazuje, że ugięcia i natężenia w podkładzie wypadają bardzo wielkie i tak:

dla podkładu o grubości 14.5 cm otrzymujemy moment bezwładności przekroju $I=5628$ cm⁴, oraz przy znamieniu podłoża $C=3$ natężenie pod szyną 94.5 kg/cm² i ciśnienie na podłożu 1.72 kg/cm²,

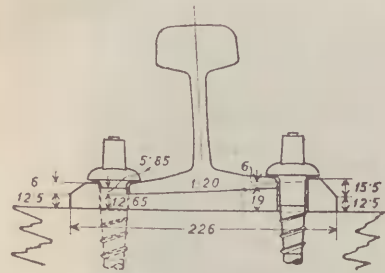
zaś dla podkładu o grubości 12.5 cm (zacios 2 cm) moment bezwładności przekroju $I=3852$ cm⁴, natężenie pod szyną 114 kg/cm² i ciśnienie na podłożu 1.76 kg/cm².

W tych warunkach nie jest wykluczone, że przy niekorzystnym zbiegu okoliczności i przy niezupełnie zdrowym drewnie podkładu może nastąpić złamanie podkładu, zaś wielkie ugięcia powodują niepożądany wzrost ciśnienia na podłożu. Przy nieszczególnych materiałach żywiowych, jakimi przeważnie dysponujemy, nieuniknione są przy takim nacisku stałe odkształcenia podłoża pod podkładem, wielce szkodliwe dla toru i wymagające zwiększonych kosztów utrzymania toru w dobrym stanie.

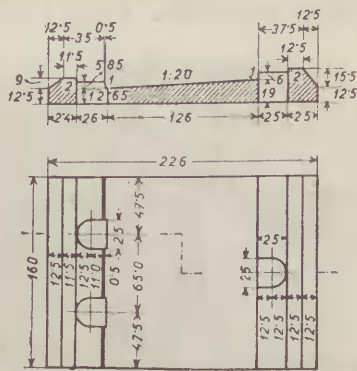
Racjonalnie zbudowany tor wymaga harmonijnej współpracy obu elementów – szyny i podkładu – a wznacnianie tylko jednego z nich nie da pożądanego rezultatu i jest nieekonomiczne.

Z tych powodów okazuje się koniecznością zaproponowane przez Radę Techniczną zwiększenie grubości podkładu co najmniej do 15.5 cm, a zaleca się wymiar 16 cm.

Przy tej grubości podkładu otrzymujemy: $I = 6946 \text{ cm}^4$, natężenie pod szyną 82 kg/cm^2 , oraz ciśnienie na żwir 1.70 kg/cm^2 , zaś przy zaciosie 2 cm otrzymujemy: $I = 5077 \text{ cm}^4$, natężenie pod szyną 94.3 kg/cm^2 i ciśnienie na żwir 1.73 kg/cm^2 .



Rys. 3.



Rys. 4.

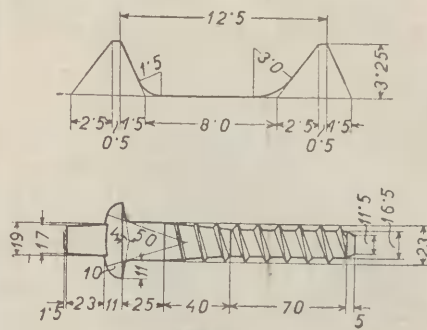
Wobec wielkich ciśnień na żwirówkę zaleca się obok zgrubienia podkładu, zwiększenie szerokości jego podstawy do 26 cm, jak to powszechnie stosują koleje zagraniczne, gdyż wówczas uzyskamy bardzo pożądane zmniejszenie ciśnień na podłoże.

Równocześnie należałoby rozważyć, czy korzyści, uzyskane przez zapuszczenie deszczułki topolowej w podkład, równoważą niekorzyści, wynikające ze zmniejszenia grubości podkładu o 10 mm, skomplikowania kształtu zaciosu i stworzenia szkodliwych dla drewna podkładu zbiorników wody opadowej.

Korzyści, wynikające z oparcia krawędzi szyny o drzewo podkładu, wydają mi się bardzo wątpliwe i uważam, że pożądane byłyby próby pominięcia tego wycięcia.

Alternatywą II (rys. 3) przewidziana jest dla podkładów sosnowych, nasycanych drogim antyseptykiem.

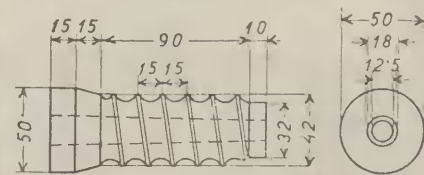
Szyna spoczywa na podkładzie za pośrednictwem żelaznej płyty podkładowej kształtu klinowego (rys. 4) i przytwierdzona jest do podkładu trzema wkrętami (rys. 5). Układ ten, stosowany u nas dotychczas powszechnie, wprowadza jedną nowość, a mianowicie korki Collet'a.



Rys. 5.

Urządzenie to, wprowadzone we Francji przez inżyniera Collet'a, polega na wkręceniu w podkład miękkie nasycanych, bukowych dybli (rys. 6), w które następnie wpuszcza się wkręty.

Celem ich jest zapewnienie wkrętom silniejszego tkwienia w twardej drzewie, zwiększenie powierzchni nacisku bocznego na miękkie drzewo podkładu, oraz odciążenie powierzchni podkładu, stykającej się z szyną, względnie z płytą podkładową i ochrona jej przed szybkim zużyciem. Dotychczasowe doświadczenie z korkami Collet'a dały bardzo korzystne wyniki. Powierzchnia podkładu pod płytą okazuje znacznie mniejsze wytarcie i zgniecenie włókien, niż przy podkładach bez korków, co właśnie dowodzi jej odciążenia.



Rys. 6.

(Dok. nast.).

Inż. Michał Mazur,

konstruktor Katedry Budownictwa wodnego.

Projekt zbiornika betonowego dla stacji przepompowania w Karaczynowie wodociągu miasta Lwowa.

Zbiornik ten zaprojektowano na podstawie następujących założeń: Pojemność powinna wynosić 500 m^3 , czyli zapas wody ma być 25-minutowy. Wahania poziomów wody najwyższego i najniższego $t = 2,50 \text{ m}$, a więc powierzchnia rzutu poziomego ma być równa $\frac{500}{2,5} = 200 \text{ m}^2$. Zbiornik ma

być wykonany w ziemi, przykryty warstwą nasypu o grubości 1,50 m, dno leży 1,65 m poniżej poziomu terenu. Ma on być dwukomorowy, z możliwością rozszerzenia jego pojemności, gdyby obecnie zaprojektowany okazał się w przyszłości za mały. Grunt w miejscu założenia zbiornika jest średniej jakości. Poniżej jednometrowej warstwy dość pulchnego żółtego piasku, znajduje się gruba warstwa zbitego czerwonego piasku, na której mają stanąć fundamenty zbiornika. Zbiornik ma być tak zaprojektowany, aby z uwagi na potrzebny pośpiech przedstawiał konstrukcję łatwą do wykonania. Zawitych kształtów projektowanej konstrukcji, wpływających na znaczne powiększenie kosztów budowy i na opóźnienie robót, należy unikać.

W niniejszym projekcie obrano prostokątny kształt założenia zbiornika w rzucie poziomym, jako najprostszemu, a zatem najbardziej odpowiadający powyższemu wymaganiu (rys. 1). Projekt opracowano w dwu alternatywach: a) jako betonowy sklepiony i b) jako zbiornik betonowy z płaskim stropem żelazno-betonowym systemu Monier'a.

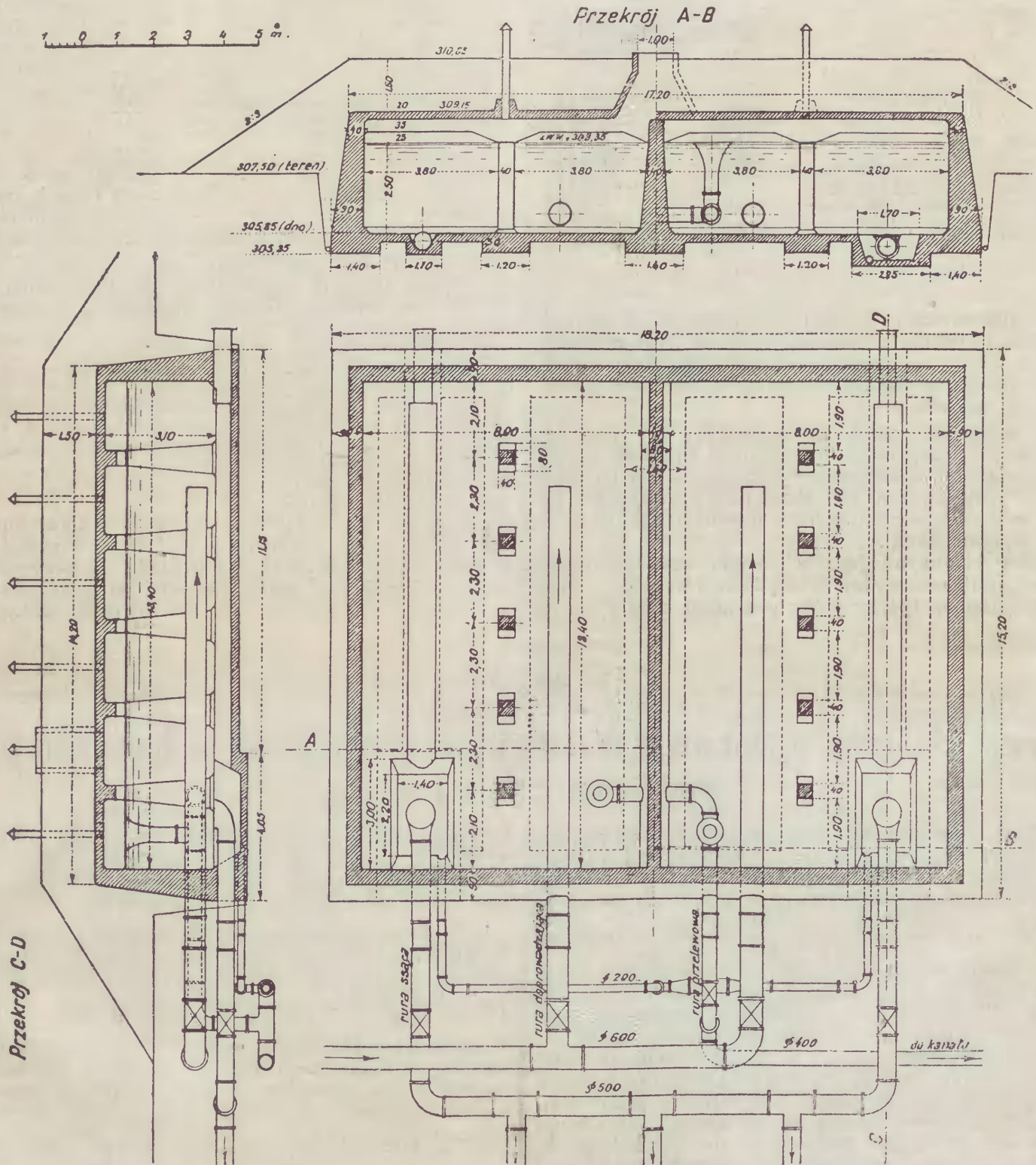
Po przeliczeniu kosztów budowy i rozważeniu warunków wykonania, obrano i do budowy szczegółowo opracowano tę ostatnią alternatywę, ze względu na pewniejsze działanie statyczne i prostsze formy wykonania.

Najkorzystniejszy stosunek długości i szerokości w świetle, dla zbiornika dwukomorowego, pod założeniem najmniejszej objętości betonu w ścianach, otrzymano równy $\frac{2F + F_1}{2F} = \approx 1,45$: jeżeli przez F oznaczymy powierzchnię przekroju ścian, a przez F_1 ściany wewnętrznej. Przyjęto jednak, ze względu na rozłożenie belek stropowych i ich punktów podparcia, szerokość zbiornika w świetle 12,4 m, a długość 16,00 m. A więc stosunek długości do szerokości wynosi $\frac{16,00}{12,4} = \approx 1,20$. Dalej przyjęto grubość ławy fundamentowej pod ścianami 50 cm, grubość posadzki betonowej 20 cm, grubość ścian u góry 40 cm, u dołu zaś 90 cm dla ścian zewnętrznych, a 80 cm dla ściany wewnętrznej.

Spadek jednoprocenowy dna, oraz spadek dla odwodnienia stropu, uzyskano przez nadbetonowanie chudym betonem, którego grubość w środku, t. j. w miejscu najwyższym, wynosi na stropie 9 cm, a na dnie 5 cm. Dla uzyskania należytej szczelności podłogi i ścian wewnętrznych, stykających się z wodą, projektuje się po-

dwójną wyprawę cementową, w stosunku 1 : 1. Strop zaś dla ochrony przed przesiąkaniem wody zewnętrznej, powleka się warstwą asfaltową o grubości 2 cm. Naokoło zbiornika na wysokości fundamentów, zaprojektowano dren odwadniający o średnicy 10 cm, zbierający wodę opadową i przesiakającą z wewnątrz przez ściany i dno zbiornika.

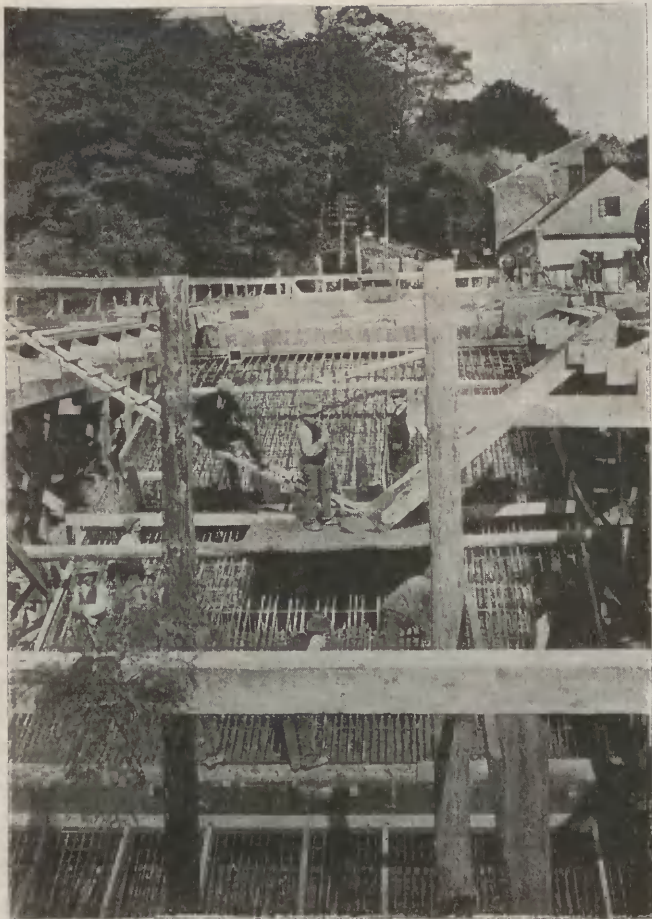
Doprowadzenie wody do zbiornika z rurociągu głównego prowadzącego z Woli Dobrostańskiej do Lwowa, uskutecznia się przez odgałęzienie o średnicy 600 mm, rozdzielające się przed zbiornikiem na dwie części, z których każda prowadzi do jednej komory zbiornika. Oś rur doprowadzających usytuowano na wysokości 50 cm ponad dnem zbiornika. Rury ssące, o średnicy 500 mm, zakoń-



Rys. 1.

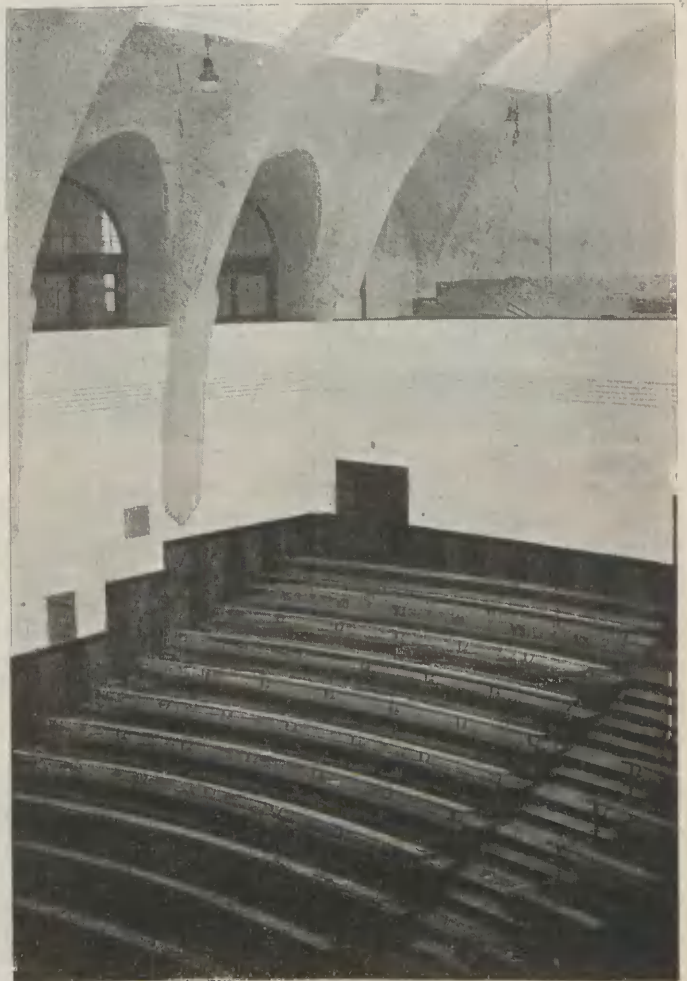
Celem ewentualnej możliwości powiększenia pojemności zbiornika, wstawiono w ścianie tylnej rury zapasowe z zabetonowanymi otworami, dla łatwego połączenia z dobudowaną komorą zbiornika. Łącznie z tem zaprojektowano w dnie zbiornika rynny, mające z łatwością doprowadzać wodę z zapasowej komory zbiornika do rur ssących, oraz umożliwić całkowite wypróżnienie rozszerzonej części zbiornika.

czone lejkowatym rozszerzeniem, usytuowano w małych zagłębieniach w dnie, o głębokości 70 cm, 3,00 m długości, a 1,70 m szerokości, ze ścianami bocznymi, lekko pochylonemi. Prowadzą one wodę do trzech pomp wirowych, które tłoczą ją do dalszej części rurociągu głównego, oddzielonego od pierwszej zasuwy. Zbiornik ten, a więc i całą stację przepompowania, można w każdej chwili w przeciągu krótkiego czasu, wyłączyć, a tłoczenie od-



Ryc. 7.

*Budowa mostu na Białej w Grybowie.
Wiązanie układek żelca.*



Ryc. 11.

*Pawilon zakładów doświadczalnych W. S. H. w Warszawie.
Wnętrze auli z widokiem na galerję i loże.*

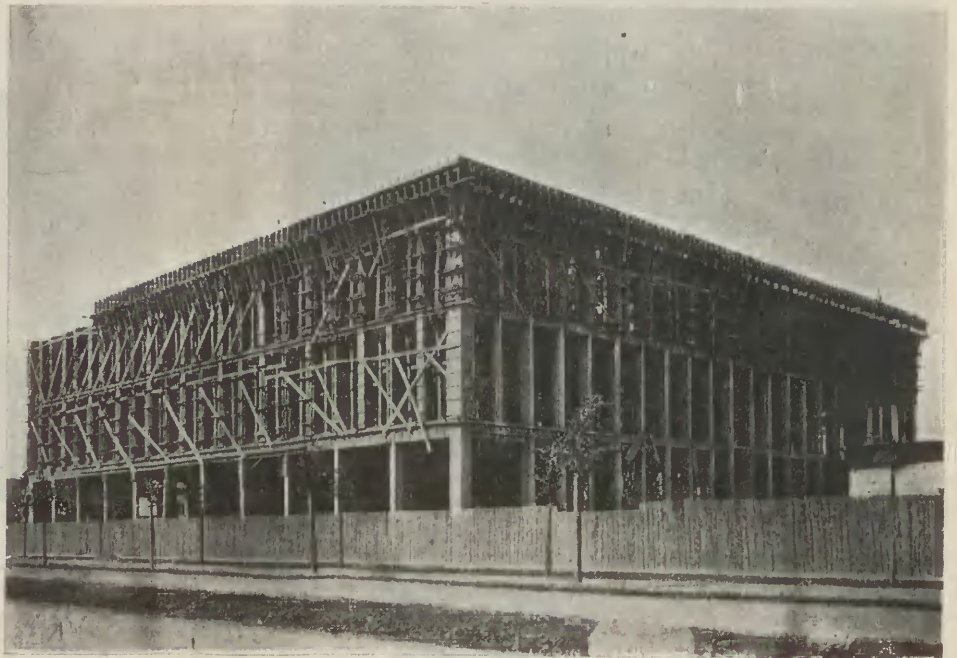


Ryc. 8.

*Most na Utracie kolei elektrycznej Warszawa - Grodzisk-
Żyrardów. Rozpiętości w świetle: przęsło środkowe 10,25 m,
przęsła skrajne po 7,25 m. Szerokości filarów 0,75 m.*



Ryc. 9.
Pawilon zakładów doświadczalnych Wyższej Szkoły Handlowej w Warszawie.



Ryc. 10.
Szkielet żelbetowy pawilonu zakładów doświadczalnych Wyższej Szkoły Handlowej w Warszawie.



Ryc. 12.
Pawilon zakładów doświadczalnych W. S. H. w Warszawie. Wnętrze latarni nadaulą.

bywać się może bez przerwy z ujęcia w Woli Dobrostańskiej, bezpośrednio do Lwowa.

Ponadto zaprojektowano system rur przelewowych, o średnicy 400 mm, oraz rury spustowe, o średnicy 200 mm, założone w najniższym miejscu osadników, obok rur ssących. Oba systemy, odpowiednio ze sobą połączone, prowadzą do szybu kanału odwadniającego, a stąd dalej kanałem do najbliższego ścieku naturalnego.

Wszystkie rury przechodzące przez sztywne ściany zbiornika, zabezpieczono przed pęknięciem, wskutek nierównomiernego osiadania się gruntu i ścian zbiornika, przez wstawienie krótkich elastycznych kształtek rurowych. Wszystkie rury zaopatrzone w zasuwę, dla których w tym przypadku nie przewidziano osobnej komory zasuw, z powodu ich bliskiego położenia obok stacji pomp.

W dalszym ciągu podaje się zasady obliczenia zbiornika.

1. Obliczenie statyczne stropu żelazno-betonowego.

Odstęp osiowy belek (rozpiętość teoretyczna płyty) 2,30 m
 Rozpiętość teoretyczna belek 4,20 "
 Obciążenia: ciężar nasypu 1,50 m wysokości . . . 2,7 t/m²
 " śniegu 0,12 "

a) Płyte, jako belkę ciągłą 6-cio przęsłową, obliczono na zginanie, przy czym momenty wyznaczono, według następujących przybliżonych wzorów, używanych dla płyt żelazno-betonowych:

dla przęseł skrajnych: najw. moment dodatni $M = +\frac{1}{11} q l^2$
 " " środkowych: " " " $M = +\frac{1}{14} q l^2$
 na podporze 2 i 6-tej " " ujemny $M = -\frac{1}{8} q l^2$
 " " 3, 4 i 5-tej " " " $M = -\frac{1}{12} q l^2$

b) Dla belki teowej, obliczanej jako belka ciągła 4-ro przęsłowa, wyznaczono momenty jak następuje:

dla przęseł skrajnych: najw. mom. dodatni $M = +0,0772 q l^2$
 " " środkowych: " " " $M = +0,0357 q l^2$
 na podporze 2 i 4-tej " " ujemny $M = -0,1041 q l^2$
 " " 3-ciej " " " $M = -0,0714 q l^2$

Dla wyznaczenia drutów pozostawiono momenty ujemne te same, zaś wartość na momenty dodatnie przyjęto nieco większą, a mianowicie:

dla przęseł skrajnych: najw. mom. dodatni $M = +\frac{1}{10} q l^2 = 0,10 q l^2$
 " " środkowych: " " " $M = +\frac{1}{14} q l^2 = 0,0715 q l^2$

Naprężenia obliczone na podstawie tych momentów nie przekraczają wartości naprężeń dopuszczalnych, przyjętych dla tych konstrukcyj $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$.

Ponadto na osobnym rysunku wyznaczono odgięcia drutów ze względu na naprężenia ciągnące główne.

Celem należytego połączenia stropu żelazno-betonowego ze ścianami betonowymi ze względu na duże siły poziome, zaprojektowano zakotwienie, przez dodanie osobnych drutów, łączących płytę i belki ze ścianami.

2. Badanie statyczne ścian.

Ścianę przedziałową obliczono na jednostronne parcie wody, dla dwu przypadków: a) z uwzględnieniem ciężaru nasypu i b) bez uwzględniania tegoż, przyjmując luźne połączenie stropu ze ścianą. Z wyznaczonej w ten sposób linii ciśnienia, obliczone naprężenia najniekorzystniejsze wynoszą: ciągnięcie w betonie 1,38 kg/cm², a ciśnienie na grunt 1,92 kg/cm².

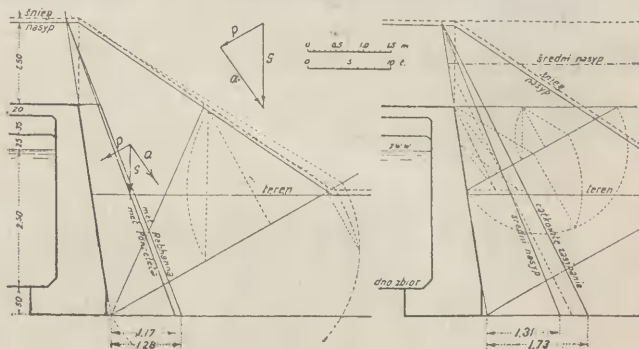
Ścianę zewnętrzną obliczono jako belkę w dwu punktach podpartą, opierającą się u dołu o fundament, u góry zaś o strop żelazno-betonowy. Wyznaczenie parcia ziemi przeprowadzono dla:

$$\varphi = 30^\circ, \delta = \frac{2}{3} \varphi = 20^\circ, \gamma_z = 1800 \text{ kg/m}^3,$$

na podstawie następujących przyjęć (rys. 2):

a) naziom załamany, metodą Rebhanna i metodą Ponceteleta;

b) naziom płaski, metodą Ponceteleta dla dwu przypadków: 1. przyjmując zasypanie do średniej wysokości nasypu i 2. przyjmując całkowite zasypanie poziome.



Rys. 2.

Przy tych konstrukcjach na rys. 2 nie uwzględniono załamania się ściany zewnętrznej w linii dna zbiornika, przyjmując w ten sposób pochylenie ściany z fundamentami jednakowe. Przy tak nieznacznej odchyleniu ścian od pionowej, błąd z tego powodu popełniony jest bez większego znaczenia. Podobnie przy wykresie Ponceteleta pod a) przyjęto celem uproszczenia, początek kierownicy na linii przecięcia się skarpy z linią nachylenia ścian. Przy konstrukcjach pod b) wykres parcia ziemi metodą Ponceteleta przeprowadzono na małej pomocniczej konstrukcji, wykreślając następnie parcie ziemi dla całej wysokości, jako trójkąty podobne.

Jako względną miarę, w ten sposób wyznaczonego parcia ziemi, zamienionego na trójkąty o równej wysokości, można uważać ich podstawy, oznaczone w metrach na rysunku 2-gim.

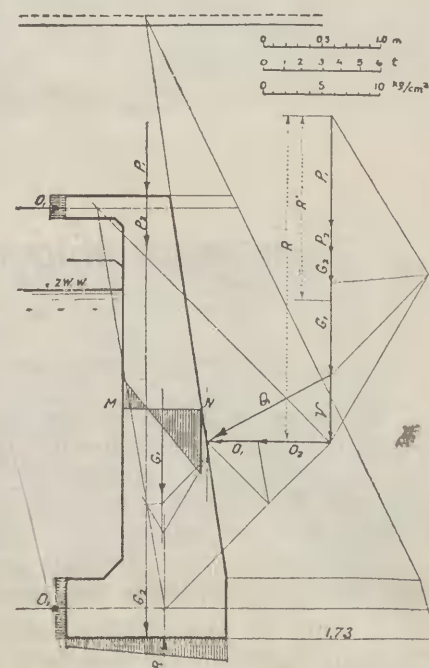
Licząc ścianę, jako belkę w dwu punktach podpartą (rys. 3) przyjęto dla wyznaczenia naprężeń przypadek najniekorzystniejszy t.j. dla całkowitego poziomego przysypania zbiornika. Na rys. 3 przedstawiono wykresy sił i diagramy naprężeń, z których wynika, że po uwzględnieniu zginania i siły osiowej naprężenie w środku ściany wynosi: na ciągnięcie 2,50 kg/cm², na ciśnienie 5,40 kg/cm². Odpowiednie zaś naprężenia z powodu oddziaływań wynoszą, w płycie stropowej 1,35 kg/cm², a w płycie fundamentowej 0,76 kg/cm² ciśnienia.

Co do wartości ostatniej, ma ona znaczenie raczej tylko teoretyczne, gdyż w rzeczywistości, zanim siła pozioma przeniesie się na płytę dna, działa tarcie u podstawy fundamentu, które wynosi: $T = f \cdot R$,

$$\text{dla } R = 16,9 \text{ t i } f = \text{tg } 20^\circ = 0,354, T = 0,364 \cdot 16,9 = 6,15 \text{ t}$$

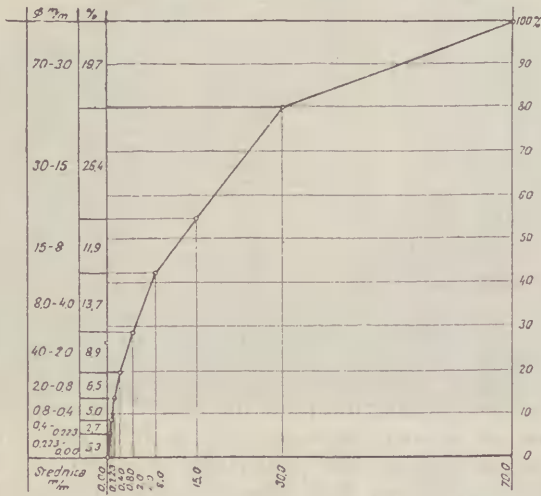
$$\text{z wykresu } O_2 = 3,80 \text{ t,}$$

a zatem przeciw przesunięciu mamy przeszło półtorakrotną pewność, nawet pod tak niekorzystnym przyjęciem współczynnika tarcia $f = 0,364$, który dla piasku przesyconego wodą, posiada znacznie większą wartość.



Rys. 3.

Ponadto przeprowadzono wykres linii ciśnienia dla ścian zewnętrznych, z jednej strony zasypanych ziemią, przed wykonaniem stropu. Jest to przypadek, który może się zdarzyć w czasie budowy. Dla wykreślenia linii ciśnienia przyjęto przysypanie ziemią do wysokości dolnej krawędzi belek stropowych. Linja ciśnienia dla tego przypadku



Rys. 4.

przechodzi przez $\frac{1}{3}$ część podstawy, a największe ciśnienie na grunt wynosi $1,0 \text{ kg/cm}^2$. Podobnie przeprowadzono obliczenia dla przypadku odkrycia ścian zbiornika napełnionego. Przypadek taki zajść może przy naprawie rur przechodzących przez ściany zbiornika. Dla przyjęcia

ściany jako belki w dwu punktach podpartej, otrzymuje się naprężenia znacznie mniejsze, niż to jest w przypadku parcia ziemi powyżej omawianego.

Projekt powyżej opisanego zbiornika wykonano w ciągu miesiąca sierpnia 1927 r. Z końcem sierpnia oddano zbiornik do wykonania firmie budowlanej p. Meissnera. Betonowanie rozpoczęto z początkiem września, a zakończono 10 października 1927 r.

Beton wykonano ze żwiru rzecznoego ze Stryja. Przed jego użyciem wykonano kilka próbek, dla oznaczenia stosunku zawartości ziarenek o rozmaitej grubości. Wyniki tych badań uwidocznione są na rys. 4. Z krzywej widać, że żwir ten posiada własności najlepszej mieszaniny wymaganej dla dobrego betonu. Na 1 m^3 betonu użyto cementu 180 kg dla fundamentów, 300 kg dla ścian, a 400 kg dla stropu żelazno-betonowego.

Co do trudności, jakie się zdarzają w czasie prawie każdej budowy, należy nadmienić to, że podczas wykonywania wykopów natrafiono na narożniku przy lewym zagłębieniu dla rur ssących na lokalną wklęsłość w warstwie czerwonego zbitego piasku. Wobec tego zachodziła obawa pęknięcia ścian przy nierównomiernym osiadaniu się gruntu. Przeciw temu zabezpieczono się przez zwiększenie grubości fundamentów do 60 cm , a zarazem, celem należytego związania ścian, zastosowano w płycie fundamentowej uzbrojenie podłużne, oraz lekkie uzbrojenie poprzeczne.

Szczegóły, podane tu przy końcu niniejszego opisu, dotyczące wykonania zbiornika, zawdzięczam Zarządowi wodociągów miasta Lwowa.

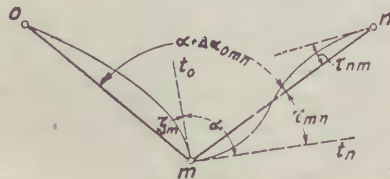
Prof. Dr. M. Thullie i inż. A. Chmielowiec.

Naprężenia drugorzędne w belkach kratowych i sposób przybliżony ich wyznaczania.

Streszczenie rozprawy, wygłoszonej w Akademii Nauk Technicznych we Lwowie dn. 9 kwietnia 1927.

Rosnąca wciąż drożyzna żelaza zmusza do najoszczędniejszego projektowania konstrukcji żelaznych czyli do możliwie najlepszego wyzyskania tego cennego materiału. Pożądanym więc jest zwiększenie naprężeń dopuszczalnych, co jednak nie może się dokonać kosztem bezpieczeństwa. Stąd powstała dążność do gruntowniejszego poznania naprężeń rzeczywistych.

Różnią się one zwykle znacznie od naprężeń, jakie wykazuje się rachunkiem, a to z powodu nieuwzględnienia przy obliczeniu różnych okoliczności. Najważniejszą z nich jest sztywność węzłów w belkach kratowych, która powoduje t. zw. naprężenia drugorzędne. Polega ona na tem, że kąty pomiędzy stycznymi, poprowadzonymi w danym węźle do osi prętów, są stałe także po ugięciu. Wskutek obciążenia węzły belki kratowej się przesuną, kąty pomiędzy kierunkami, łączącymi węzeł m z węzłami sąsiednimi się zmieniają. Styczna we węźle m do osi pręta mn (rys. 1) odchyli się od jego cięciwy o kąt τ_{mn} (kąt odchylenia dodatni, jeżeli w kierunku wskazówek zegara). Pręt się wygnie, znajduje się on więc pod działaniem nie tylko siły osiowej, ale i momentów, działających na jego końce (momentów węzłowych). Gdyby siły osiowej nie było, to moment we węźle m , działający na pręt mn i starający się go obrócić w płaszczyźnie belki w kierunku wskazówek zegara, byłby:



Rys. 1.

$$M_{mn} = 2 \frac{EI}{s} (2 \tau_{mn} + \tau_{nm}) \dots \dots \dots 1)$$

Manderla uwzględniła i siłę osiową S i otrzymuje:

$$M_{mn} = K \tau_{mn} + L \tau_{nm} \dots \dots \dots 1a)$$

gdzie $K = f_1(\varrho) \sqrt{EIS}$, $L = f_2(\varrho) \sqrt{EIS}$, przyczem f_1 i f_2 są tą bardzo zawiłą funkcją zmiennej $\varrho = \sqrt{\frac{Ss^2}{EI}}$, które można zastąpić szeregiem zbieżnymi:

a) dla prętów ściskanych:

$$f_1(\varrho) = \frac{4}{\varrho} - \frac{2}{15} \varrho - \frac{11}{6300} \varrho^3 \dots$$

$$f_2(\varrho) = \frac{2}{\varrho} + \frac{1}{30} \varrho + \frac{13}{12600} \varrho^3 \dots$$

b) dla prętów rozciąganych:

$$f_1(\varrho) = \frac{4}{\varrho} + \frac{2}{15} \varrho - \frac{11}{6300} \varrho^3 \dots$$

$$f_2(\varrho) = \frac{2}{\varrho} - \frac{1}{30} \varrho + \frac{13}{12600} \varrho^3 \dots$$

Dla równowagi węzła musi być, jeżeli pręty schodzą się we węźle środkowo:

$$\Sigma M = 0 \dots \dots \dots 2)$$

Jeżeli zaś schodzą się mimośrodkowo, to $\Sigma M = \Sigma Sr$, gdzie $r =$ mimośród. Mamy więc w równań tyle, ile węzłów. A że momentów węzłowych jest $2p$ ($p =$ ilość prętów), więc gdy belka idealna (t. j. z węzłami przegubowymi)

jest statycznie wyznaczalna, czyli $p = 2w - 3$, to belka o węzłach sztywnych jest $2p - w = 3w - 6$ -krotnie hyperstatyczna.

Tyleż należałoby ustawić równań sprężystości. Jeżeli jednak przyjmiemy, że przesunięcia węzłów są dane, to ilość niewiadomych, (którymi są kąty odchylenia τ) redukuje się do ilości węzłów „ w “. Wszystkie bowiem kąty odchylenia w danym węźle m możemy wyrazić przez jeden z nich (ξ_m) i przyrosty kątów między cięciwami $\Delta\alpha$, więc (por. rys. 1):

$$\tau_{mn} = \xi_m - \Delta\alpha_{omn} \dots \dots \dots 3)$$

Dla belki, rys. 2a, jeżeli we węźle 1 jest $\xi_1 = \tau_{1,2}$, mamy: $\tau_{1,2} = \xi_1 - \Delta\alpha_{0,1,2}$, przyczem:

$$\Delta\alpha_{0,1,2} = \Delta\alpha_{0,1,0'} + \Delta\alpha_{0',1,1'} + \Delta\alpha_{1',1,2}$$

Przyrost kąta α w trójkącie abc , leżącego naprzeciw pręta a , o naprężeniu v_a , jest $\Delta\alpha$, przyczem:

$$E\Delta\alpha = v_a (\cot\beta + \cot\gamma) - v_b \cot\gamma - v_c \cot\beta \dots 4)$$

Wartość $E\Delta\alpha$ można znaleźć wykreślić por. rys. 2a.

Przesunięcia węzłów, względnie zmiany kątów $\Delta\alpha$ obliczamy pod założeniem, że belka jest idealna. Potwierdzają to doświadczenia. Sztywność węzłów wpływa o tyle tylko na ugięcie belki, że zmienia nieco wielkość sił osiowych i zwiększa przekrój prętów u ich nasady. Natomiast wygięcie prętów z powodu momentów węzłowych jest bez znaczenia. Można udowodnić, że:

$$\lim_{f \rightarrow 0} \frac{dl}{f} = 0,$$

gdzie dl jest różnicą długości pręta i jego cięciwy, f = strzałka wygięcia. To znaczy, jeżeli wygięcie f jest nie wielkie, to zbliżenie węzłów pręta jest praktycznie = 0.

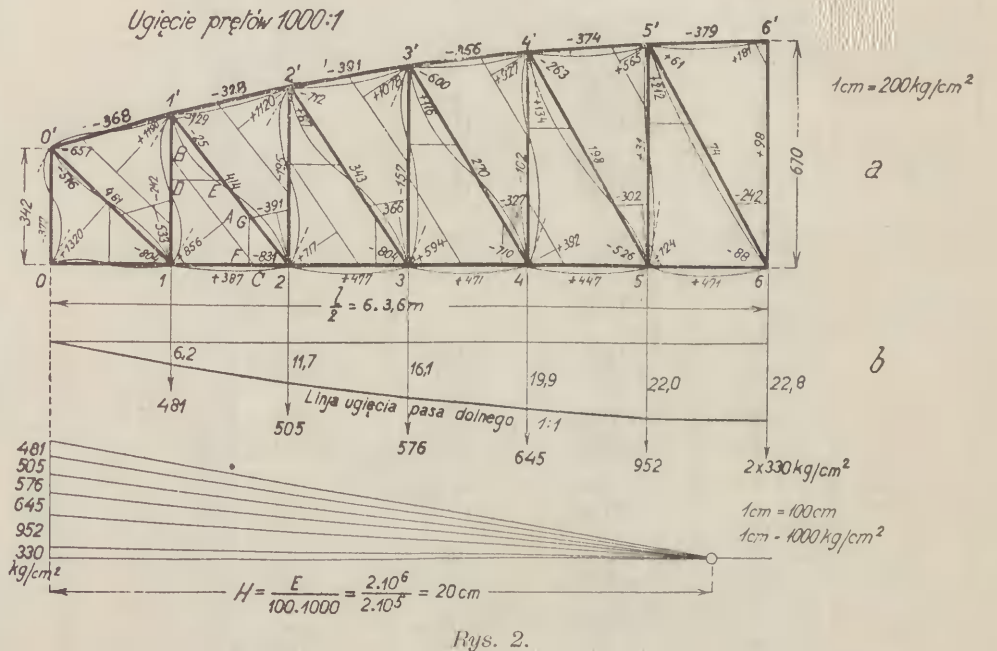
Dla pasu dolnego belki (rys. 2a) wykreśliśmy linię ugięcia (rys. 2b) na podstawie zmian kątów, obliczonych, jak dla belki idealnej, tudzież linię ugięcia (rys. 3c) na

Rozwiązuje się je w praktyce metodą kolejnych przybliżeń. Jako pierwszą wartość przybliżoną należy przyjąć:

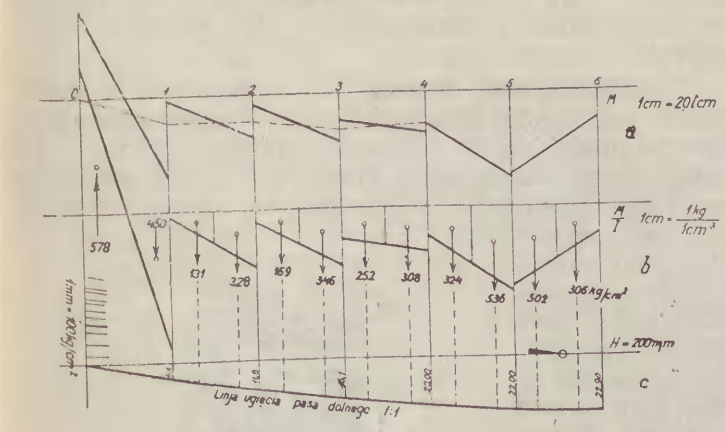
$$\xi'_m = \frac{\sum K \Delta\alpha_{mn}}{\sum K} \dots \dots \dots 6)$$

Znalezione z ostatniego równania wartości ξ dla węzłów sąsiednich, podstawia się w równaniu poprzednim za ξ_n i otrzymuje się drugie wartości przybliżone dla ξ_m i t. d., aż różnice pomiędzy kolejnymi przybliżeniami staną się dowolnie małe.

Skoro już mamy wartości ξ_m to z równ. 3) obliczymy τ_{mn} i τ_{nm} , zaś z równ. 1a) momenty węzłowe. Ru-



Rys. 2.



Rys. 3.

podstawie momentów drugorzędnych (rys. 3a). Obie linie są prawie identyczne, czyli przyjęcie zmian kątów wedle wzorów dla belki idealnej nie prowadzi do sprzeczności, zatem wpływ momentów drugorzędnych na wielkość sił osiowych i na wielkość przesunięć węzłów można w danym przykładzie pominąć.

Podstawmy 3) w 1a) to z 2) otrzymamy:

$$\xi_m = \frac{\sum K \Delta\alpha_{mn}}{\sum K} + \frac{\sum L \Delta\alpha}{\sum K} - \frac{\sum L \xi_n}{\sum K} \dots \dots \dots 5)$$

Takich równań jest „ w “ i tyleż niewiadomych. Dokładne wyznaczenie niewiadomych jest bardzo żmudne.

bryka 3 tablicy I. podaje wartości M_{mn} w ten sposób obliczone dla prętów kraty, zaś rubryka 3 tabl. II. dla pasów i narożników belki (rys. 2a) górnoparabolicznej niezbieżnej pod obciążeniem jednostajnym całkowitem $q = 2,662 t/m$. Dla kontroli znaleziono je również sposobem wykreślnym Rittera (por. Thullie, „Teorja Mostów“ cz. I. t. II). Różnice między wartościami Rittera i Manderli są, jak widać niewielkie pomimo, że znaleziono je tylko w przybliżeniu (wartości Manderli w siódmym przybliżeniu, Rittera zaś w trzecim). Ponieważ Ritter nie uwzględnia siły osiowej t. j. opiera się na równaniu 1) zamiast 1a), przeto możemy powiedzieć: wpływ sił osiowych na ugięcie prętów można zaniedbać i dla wyznaczenia momentów węzłowych używać równania 1.

Nazwijmy $B = I : s$ to zamiast 5) i 6) otrzymamy:

$$\xi_m = \xi'_m + \frac{\sum B \Delta\alpha_n}{2 \sum B} - \frac{\sum B \xi_n}{2 \sum B},$$

przyczem pierwsza wartość przybliżona:

$$\xi'_m = \frac{\sum B \Delta\alpha_m}{\sum B}.$$

Gdyby tylko węzeł m był sztywny a węzły sąsiednie były przegubowe, to wtedy byłoby ściśle $\xi_m = \xi'_m$. Jest to uproszczony sposób Manderli. Także sposób Mohra, najczęściej używany (por. Bleich, „Theorie u. Berechnung der eisernen Brücken“, i Melan, „Der Brückenbau“ Bd. 3, H. 1) opiera się w zasadzie na równaniu 1.

Z momentów węzłowych otrzymuje się naprężenia drugorzędne:

$$v_{11} = \frac{M e}{I} \dots \dots \dots 7)$$

przyczem dla pręta mn mamy dwie wartości M , M_{mn} i M_{nm} i wogóle dwie wartości e , e' i e'' , więc razem cztery wartości dla v_{11} z tych dwie są tego samego znaku, co v_1 a z spośród tych dwu miarodajna jest bezwzględnie większa.

Tablica I.

Momenty węzłowe w prętach kraty.

1	2	3	4	5
Węzeł		Manderla	Ritter	Sposób
<i>m</i>	<i>n</i>	<i>tcm</i>	<i>tcm</i>	przybliżony
		<i>tcm</i>	<i>tcm</i>	<i>tcm</i>
6	5'	- 0'30	- 0'20	- 0'37
5	4'	+ 1'11	+ 1'14	+ 1'11
	5'	+ 2'08	+ 2'1	+ 2'01
4	3'	+ 3'60	+ 3'3	+ 3'74
	4'	+ 5'64	+ 5'5	+ 6'08
3	2'	+ 5'25	+ 4'8	+ 5'33
	3'	+ 11'17	+ 11'5	+ 12'50
2	1'	+ 9'45	+ 8'8	+ 9'46
	2'	+ 17'33	+ 18'3	+ 17'7
1	0'	+ 18'7	+ 18'8	+ 25'2
	1'	+ 43'3	+ 43'5	+ 52'5
0'	1	+ 14'96	+ 14'7	+ 19'6
1'	2	+ 11'9	+ 10'8	+ 11'86
	1	+ 42'2	+ 42'9	+ 50'15
2'	3	+ 6'95	+ 6'06	+ 6'30
	2	+ 16'88	+ 17'28	+ 17'31
3'	4	+ 4'98	+ 4'32	+ 4'65
	3	+ 10'82	+ 11'16	+ 12'75
4'	5	+ 2'50	+ 2'16	+ 2'15
	4	+ 5'23	+ 5'22	+ 5'40
5'	6	+ 0'48	+ 0'46	+ 0'42
	5	+ 1'33	+ 1'38	+ 1'27

Tabl. 3 podaje wartości ν_I i ν_{II} dla belki rys. 2. Rubryka 3 podaje przekrój brutto, F = przekrój netto, I = moment bezwładności przekroju względem osi ciężkości, prostopadłej do płaszczyzny belki. Jak widać z tabl. 3 naprężenia drugorzędne w pasach dochodzą zaledwie do 5·1% naprężeń głównych (pomijając pręty skrajne). Jest to charakterystyka belek o kracie pojedynczej prostokątnej lub równoramiennej i półprzekątniowej, których linia ugięcia pasów jest łagodnie zakrzywiona w jedną stronę (bez zakrzywień odwrotnych). Dla kraty równoramiennej ze słupami drugorzędnymi często u nas używanej, znalazł Bażant ¹⁾ $\nu_{II} = 28\% \nu_I$, dla kraty prostokątnej z drugorzędnym zawieszeniem poprzecznic 33%, dla kraty równoramiennej ze słupami i z drugorzędnym zawieszeniem poprzecznic 44%, wreszcie dla kraty prostokątnej dwukrotnej 86%. Natomiast dla prętów skrajnych znaleźliśmy i w kracie prostokątnej pojedynczej 39%. Trzeba więc pamiętać, aby był tutaj nadmiar materiału. Przyczyną tego jest też kształt teowy pasów, w których oś ciężkości zbliża się ku nakładkom i powoduje małe naprężenia drugorzędne ciągnące w pasie ciągniętym i małe cisnące w pasie ciśnionym. Dlatego należałoby w belkach o nieregularnej linii ugięcia pasa pomostowego obrać dla tegoż nie przekrój teowy tylko raczej symetryczny.

Większe niż w pasach znaleźliśmy naprężenia drugorzędne w kracie, zwłaszcza w słupach (79%). Jednak dla całkowitego obciążenia naprężenia główne są tem większe im bliżej naroży, dlatego miarodajne dla nas jest tylko naprężenie drugorzędne w narożniku, 51·1% i w krzyżulcu 0'1 (13%), więc bardzo poważne. Na szczęście esowate wygięcie narożnika (por. rys. 2a) zmniejsza długość wolną na wyobczenie. Dla innych prętów kraty należałoby

¹⁾ Z. Bażant: Influence des systemes de triangulation sur les efforts secondaires. Prague 1923.

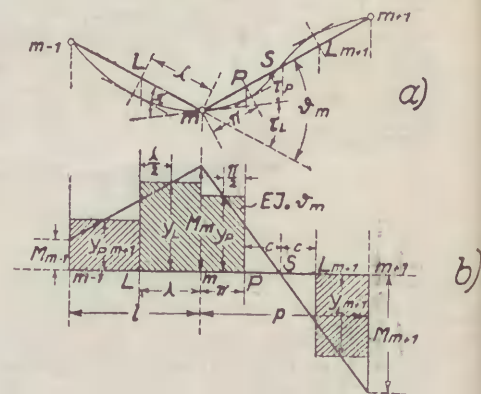
Tablica II.

Momenty węzłowe w pasach i narożnikach.

1	2	3	4	5
<i>m</i>	<i>n</i>	Manderla	Ritter	Sposób
		<i>tcm</i>	<i>tcm</i>	przybliżony
		<i>tcm</i>	<i>tcm</i>	<i>tcm</i>
6	5	-23'0	-20'5	-20'0
5	6	+68'91	+69'4	+69'44
	4	-72'1	-72'7	-72'56
4	5	+25'4	+24'7	+24'86
	3	-34'64	-33'5	-34'68
3	4	+24'03	+22'7	+19'65
	2	-40'45	-38'9	-37'48
2	3	+ 8'05	+11'0	+ 2'5
	1	-34'83	-38'1	-24'66
1	2	+ 4'0	+ 4'2	+ 2'0
	0	-66'0	-66'54	-79'7
0	1	-72'25	-75'60	+70
	0	+72'25	+75'60	-70
0'	0	+68'52	+72'18	+65
	1'	-83'48	-86'88	-84'6
1'	0'	-70'1	-68'52	-75'2
	2'	+16'0	+14'82	+13'2
2'	1'	-38'88	-40'68	-32'2
	3'	+15'05	+17'34	+ 8'6
3'	2'	-43'90	-42'06	-43'16
	4'	+28'10	+26'58	+25'76
4'	3'	-56'08	-58'56	-60'07
	5'	+48'35	+51'18	+52'52
5'	4'	-68'66	-71'10	-63'85
	6'	+66'85	+69'24	+62'16
6'	5'	-1	- 1'19	- 5'0

wykreślić linię wpływową naprężeń drugorzędnych i pierwszorzędnych i dopiero ocenić wpływ naprężeń drugorzędnych.

Zarówno sposób Rittera jak i Manderli a także i Mohra jest bardzo żmudny. Oprócz wyznaczenia zmian kątów wymaga sposób Rittera osobnego rysunku dla każdego węzła, zaś sposoby Manderli i Mohra wymagają trzech ogromnych tablic rachunkowych, dlatego wskazanym jest sposób przybliżony, któryby prędzej prowadził do celu. Znane jednak sposoby przybliżone są za mało dokładne. Landsberg, Müller Breslau i Bażant przyjmują, że krata przymocowana jest do pasów przy pomocy idealnych przegubów, zatem naprężenia drugorzędne w pasach wynikają z ugięcia pasa jako belki ciągłej o poddających się podporach (którymi są węzły). Na rys. 3a linia kreskowa przedstawia wykres momentów drugorzędnych w pasie dolnym wedle Bażanta. W samym środku belki zga-
dza się ona prawie zupełnie z prawdziwym wykresem



Rys. 4.

Tablica III.

1	2	3	4	5	6	7	8
	pręt	F' cm^2	I cm^4	E_0 cm^2	ν_I kg/cm^2	ν_{II} kg/cm^2	$100 \frac{\nu_{II}}{\nu_I}$
pas górny	0'-1'	120	15595	97	-454	175	38.6
	1'-2'	203	20910	167	-399	14.3	3.6
	2'-3'	"	"	"	-476	16.3	3.4
	3'-4'	245	23413	201	-435	18.7	4.3
	4'-5'	"	"	"	-455	23	5.1
	5'-6'	"	"	"	-462	22.3	4.8
pas dolny	0-1	80	11881	-	+0	176	∞
	1-2	109	14769	90.56	+466	21.6	4.6
	2-3	137	16903	114.32	+566	19.7	3.5
	3-4	166	18752	138.08	+567	14.5	2.6
	4-5	194	20476	161.84	+536	27.2	5.1
	5-6	"	"	"	+565	26.0	4.6
slupy	0-0'	140	4793	127.4	-415	212	51.1
	1-1'	126	3264	114.3	-266	159	59.8
	2-2'	95	1759	85.8	-215	98	45.5
	3-3'	67	1391	57	-185	76	41.0
	4-4'	42	894	37.6	-119	58	48.8
	5-5'	"	"	"	+34	26.8	79.0
6-6'	"	"	"	+108	0	0	
krzyżulce	0'-1	121	3542	110	+530	69	13
	1'-2	87	1286	75.8	+475	83	17.5
	2'-3	71	835	61	+400	67	16.7
	3'-4	60	692	51.6	+320	58	18.1
	4'-5	48	551	42.2	+226	36	15.9
	5'-6	42	498	38.8	+82	3	3.7

momentów, błąd rośnie jednak ku narożom, gdzie moment jest liczebnie największy, a wedle Bażanta = 0. Sposób ten pomija zupełnie kratę.

W najnowszej swej pracy¹⁾ rozszerza go Bażant i na kratę i osiąga żadaną dokładność, ale tylko przy pomocy bardzo żmudnych obliczeń.

Prędzej jednak dojdziemy do celu, a zarazem z wystarczającą dokładnością uzyskamy wartości momentów węzłowych w pasach i w kracie, jeżeli najpierw uważać będziemy cały obwód kratownicy t. j. pasy i narożniki jako jeden element ciągły, do którego słupy i przekątnie przymocowane są przy pomocy idealnych przegubów. W przypadku symetryczności kształtu i obciążenia, wystarczy badać pół obwodu. W obwodzie, jako belce ciągłej powstaną wskutek przesunięcia podpór t. j. węzłów, pewne momenty węzłowe i pewne kąty odchylenia ξ . Przyjmując, że te ostatnie nie zmieniłyby się i wskutek sztywnego połączenia kraty z obwodem (t. j. zaniebując wpływ sztywności kraty na ugięcie pasów), otrzymamy z równ. 3 kąty odchylenia, a na ich podstawie z r. 1 momenty węzłowe w krzyżulcach. Aby znalezione w ten sposób momenty węzłowe w kracie nie zachwiały równowagi węzłów (równ. 2) należy do znalezionych poprzednio w obwodzie momentów podporowych dodać pewne poprawki ΔM . O ileby one były bardzo znaczne, to należałoby obliczyć jeszcze raz kąty odchylenia ξ i moment w kracie, a zarazem poprawki ΔM .

Obwód belki. Belkę ciągłą, łamaną, której przeszła się $s_1, s_2 \dots$ i momenty bezwładności $I_1, I_2 \dots$ można zamienić na belkę prostą o stałym momencie bezwładności I_0 i długościach sprowadzonych $s'_1 = s_1 \frac{I_0}{I_1}, s'_2 = s_2 \frac{I_0}{I_2} \dots$

Momenty podporowe w obu wypadkach są te same. Wynika to z kształtu równania trzech momentów (por. niżej). Będziemy więc badać obwód belki kratowej jako belkę prostą o stałym przekroju.

Dla danego obciążenia obliczyć musimy przyrosty ϑ kątów wewnętrznych obwodu belki. Jeżeli kąt pierwotny między dwoma częściami pasa był $\Sigma \alpha$, to $\vartheta = \Sigma \Delta \alpha$, przy czym $\Delta \alpha$ jest przyrostem w trójkącie, obliczonym wedle równ. 4, lub znalezionym wykreślnie. Przyrost ϑ można też znaleźć z planu Williota jako różnicę obrotów lewego i prawego pręta (patrzac od wnętrza obwodu), więc:

$$\vartheta = \psi_l - \psi_p.$$

Jeżeli ϱ_{mn} jest przesunięciem węzła m względem n prostopadle do pręta mn , to obrót tego pręta (dodatni, jeżeli w kierunku skazówek zegara):

$$\psi_{mn} = \varrho_{mn} : s_{mn}.$$

W planie Williota prętowi mn odpowiada kolanko $m'n'$, t. j. dwa odcinki: wydłużenie pręta $ds // s$ i odcinek $\varrho \perp s$.

Moment w obwodzie niech będzie dodatni, jeżeli wygina pręt wypukłością ku wnętrzu obwodu (zwykle w pasie górnym).

Obwód belki można badać: 1. analitycznie, 2. wykreślnie.

Sposób analityczny.

W równaniu 3) momentów:

$$l' M_{m-1} + 2(l' + p') M_m + p' M_{m+1} = 6 E I_0 \vartheta_m$$

podstawmy:

$$M_{m-1} : M_m : M_{m+1} = \vartheta_{m-1} : \vartheta_m : \vartheta_{m+1}$$

a otrzymamy pierwszą wartość przybliżoną:

$$M'_m = 6 E I_0 \vartheta_m : A_m,$$

gdzie:

$$A_m = l' \frac{\vartheta_{m-1}}{\vartheta_m} + 2(l' + p') + p' \frac{\vartheta_{m+1}}{\vartheta_m}.$$

Jeżeli równanie trzech momentów rozwiążemy ze względu na M_m i za M_{m-1} i M_{m+1} podstawimy wartości przybliżone M'_{m-1} i M'_{m+1} , to:

$$M''_m = \frac{6 E I_0 \vartheta_m - l' M'_{m-1} - p' M'_{m+1}}{2(l' + p')}.$$

Jeżeli w ostatnim równaniu podstawimy za M'_{m-1} i M'_{m+1} odpowiednio drugie wartości przybliżone M'' , to otrzymamy trzecią wartość przybliżoną M'''_m . Możemy czynność tę powtarzać tak długo, aż różnice pomiędzy kolejno po sobie następującymi przybliżeniami będą dowolnie małe. Na tablicy IV widzimy wartości M', M''

Tablica IV.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
m	$E \vartheta_m$ kg/cm^2	s' cm	M' tem	M'' tem	M''' tem	M wykr. tem	\mathfrak{M} tem	$E \xi_m$ kg/cm^2
6	-660	175	-32.9	-26.2	-24.0	-20	-21.1	-330
5	-952	175	-60.9	-65.1	-67.4	-71	-69.1	-487
4	-645	192	-33.2	-30.7	-29.6	-30	-28.4	-231
3	-576	212	-28.6	-29.1	-32.4	-29	-32.5	-242
2	-505	244	-21.85	-11.65	-16.2	-12	-14.4	-310
1	-481	303	-55.7	-38.4	-43.5	-45	-43.1	-86
0	+1320	715	+61.4	+71.4	+68.6	+70	+70.4	+910
0'	-1173	241	-69.4	-68.2	-69.2	-70.2	-69.1	-330
1'	+436	177	+67.6	+46.5	+47.5	+49	+47.6	+347
2'	+495	174.5	+27.8	+16.4	+22.5	+20.5	+21.4	230
3'	+594	154.5	+35.2	+34.2	+36.0	+35	+36	336
4'	+798	154	+53.5	+58.2	+53.3	+56	+53	433
5'	+838	154	+60.6	+62.6	+65.7	+63	+66	340
6'	+362		+16.3	+4.9	+3.9	+5.5	+3.7	181

i M''' obliczone tym sposobem dla tejsamej belki (rys. 2 a), którąśmy obliczyli sposobem dokładnym. Widać z niej,

¹⁾ Podružná poutí prutových soustav. Praga 1926.

że już pierwsza wartość przybliżona daje wcale dobre wyobrażenie o wielkości i jakości momentów podporowych. Jeżeli chodzi o dokładniejszą wartość, to prędzej do celu prowadzi.

Sposób wykreślny.

Rys. 4a przedstawia postać ugiętą dwu sąsiednich prętów l i p belki pierwotnie prostej, ciągłej. W punkcie L lewego przęsła styczna do ugiętej jest równoległa do cięciwy $m-1, m$, w punktach P i L_{m+1} przęsła p , styczne do ugiętej są równoległe do $m, m+1$. Styczna w m tworzy z cięciwami kąty τ_l i τ_p , przyczem:

$$\tau_l + \tau_p = \vartheta. \quad (8)$$

Z równania linii ugięcia $E I_0 y'' = M$ otrzymamy przez całkowanie w granicach od m do L :

$$E I_0 \tau_l = \int_0^\lambda M dv = \lambda y_l,$$

jeżeli y_l jest średni moment na długości $\lambda = m L$.

Podobnie $E I_0 \tau_p = \pi y_p$.

Zatem linja momentów (rys. 4b) ma tę własność, iż rzędna jej w połowie długości λ wynosi:

$$y_l = \frac{E I_0 \tau_l}{\lambda}, \quad (9)$$

zaś w połowie długości π :

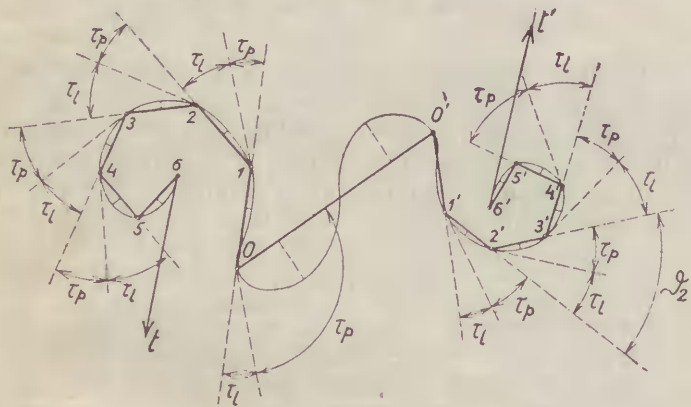
$$y_p = \frac{E I_0 \tau_p}{\pi}. \quad (9a)$$

Z uwagi na równ. 8) jest:

$$\lambda y_l + \pi y_p = E I_0 \vartheta. \quad (10)$$

Linja momentów pomiędzy rzędnymi w L i P zamyka powierzchnie $E I_0 \vartheta_m$. W przecie esowato wygiętym $m, m+1$ punkt przegięcia S znajduje się w połowie pomiędzy punktami P i L_{m+1} .

Przystępując do obliczenia momentów węzłowych znamy tylko długości sprowadzone s' i kąty ϑ . Analogicznie do rys. 4a wykreślimy wielobok cięciw obwodu w dowolnej skali załamań ϑ względnie $E \vartheta$ (np. $10 \text{ kg/cm}^2 = 1$) i opiszmy na nim od ręki, krzywą (rys. 5).



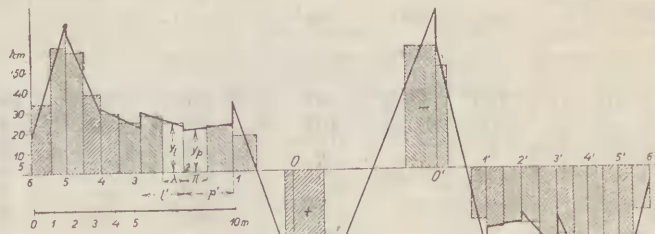
Rys. 5.

Będzie ona przesadnie przedstawiać ugięcie obwodu, jako belki zrektyfikowanej i sprowadzonej. Dla węzła, w którym przerywamy obwód celem jego rektyfikacji, otrzymamy wspólną styczną. Z rysunku tego możemy odczytać wartości λ i π , tudzież τ_l i τ_p , zacznem z równ. 9 obliczymy y_l i y_p i kreślimy prostokąty λy_l πy_p (rys. 6) i przybliżony wykres momentów, który następnie musimy poprawić tak, aby: 1. linja momentów miała nad węzłami wspólną rzędną (por. rys. 4b); 2. aby punkt obojętny połowił odstęp pomiędzy punktami L i P i 3. aby przytem powierzchnia (por. rys. 4b równ. 10):

$$\lambda y_l + \pi y_p = E I_0 (\tau_l + \tau_p) = E I_0 \vartheta$$

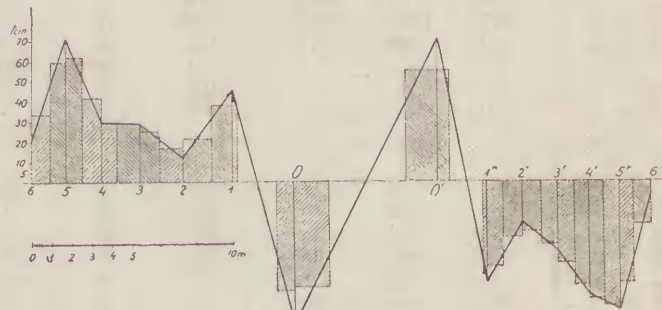
pozostała niezmiennona.

Rys. 7 przedstawia wykres momentów poprawionych. Powierzchnie prostokątów przedstawiają poprawione wartości $E I_0 \tau_l$ i $E I_0 \tau_p$. Na tabl. IV podano w rubr. 7 wartości momentów z rysunku 7 jako M wyk. Dla kontroli



Rys. 6.

obliczono z równania trzech momentów wartości jeszcze dokładniejsze M_m (rubr. 8), które już bardzo mało się różnią od M wyk. Rubr. 9 tabl. IV podaje powierzchnie prawych prostokątów πy_p , podzielone przez $I_0 = 10.000 \text{ m}^4$, a więc wartość $E \tau_p$ (równ. 9a).



Rys. 7.

Moment węzłowy w krzyżulcach i słupach liczymy według równania 1, przyczem w równ. 3 podstawiamy z tabl. IV, $\xi_m = \tau_p$, to zn. przyjmujemy, że krzyżulce i słupy tak się wyginają, jak im pasy każa. Tabl. I rubr. 5 przedstawia wartości momentów węzłowych tym sposobem obliczonych i sposobami dokładnymi. Jak widać różnice są niewielkie.

Dodatkowy moment węzłowy w obwodzie belki z powodu momentów w kracie. Jeżeli: Z_m = suma momentów węzłowych w prętach kraty, zbiegających się w węzle m , K_l = dodatkowy moment w przecie l obwodu z powodu Z_m i odpowiednio K_p w prawym przecie p , to z powodu równowagi węzła m musi być: $K_l + K_p + Z_m = 0$. Zakładając w przybliżeniu, że węzły $m-1$ i $m+1$ są przegukowe, otrzymamy $K_l : K_p = p' : l'$, czyli:

$$K_l = -Z_m \frac{l'}{l' + p'}, \quad K_p = -Z_m \frac{p'}{l' + p'}$$

Jeżeli moment w węzle m , obliczony dla obwodu jako belki ciągłej, nazwiemy M_m to z uwagi na zmienione znakowanie momentów węzłowych (+ jeżeli w kierunku wskazówek zegara, przedtem było +, jeżeli ku wnętrzu wypukłością) będzie moment poprawiony w obwodzie:

$$M_l = M_{m, m-1} = -M_m + K_l$$

$$M_p = M_{m, m+1} = +M_m + K_p$$

Tabl. II podaje w rubr. 5 wartości $M_{m,n}$ w ten sposób obliczone obok wartości, obliczonych wedle Manderli i Rittera. Przybliżenie więc jest naogół dostateczne. Zwłaszcza momenty liczebnie znaczne uchwycone zostały sposobem opisanym trafnie. A właśnie chodzi nam głównie o momenty największe. Naprężenia drugorzędne znaleźć można z momentów wedle równania 7.

Wiadomości z literatury technicznej.

Budownictwo wodne.

— **Amerykańskie formuły na obciążenie dopuszczalne pali drewnianych.** W pobliżu N. Yorku wybudowano fabrykę przyrządów telefonicznych, kosztem 50 milionów dolarów, przy której to budowie zajęto 30.000 robotników. Z powodu gruntu bagnistego trzeba było zabić 200.000 pali drewnianych do 19,81 m długości, o średnicy u spodu 0,152 m; udźwieg każdego pala miał wynosić 20 tonn. Na palach tych spoczęła ława żelbetowa. Obciążenie dopuszczalne liczone formułą Wellingtona odnoszącą się do kafara linowego lub parowego o pojedynczym efekcie:

$$L = \frac{2wh}{s+C},$$

w której L oznacza obciążenie dopuszczalne pala, w funtach (1 funt = 0,453 kg) przy około 6-krotnej pewności, w ciężar baby w funtach, h wysokość spadu w stopach, s zagłębienie pala w calach po ostatniej serii 10 ciu uderzeń, C stała, zależna od typu baby i częstości uderzeń, w przeważnej liczbie wypadków = 1.

Dla kafara parowego o podwójnym efekcie stosują formułę Nichols'a:

$$L = \frac{2h(w+Ap)}{s+C},$$

w której A oznacza powierzchnię przekroju poziomego baby w calach kwadratowych, p ciśnienie średnie pary w cylindrze w funtach na cal kwadratowy, h wysokość spadu w calach; inne oznaczenia mają znaczenie poprzednie.

Inna formuła Nichols'a dla kafara linowego z babą 900—1300 kg i spadem 1,5—6 m, gdy pale są bardzo ciężkie brzmi:

$$L = \frac{2wh}{s + \frac{W}{C}},$$

w której W oznacza ciężar pala w funtach, zaś inne litery mają znaczenie takie same jak w formule Wellingtona.

Prócz tych istnieje t. z. formuła marynarki, dla kafara parowego lub o zgęszczonym powietrzu, o efekcie podwójnym:

$$L = \frac{2E}{s \left(1 + \frac{0,3W}{w} \right)},$$

w której E oznacza energię uderzenia kafara w stopo-funtach (masa zwiększona o ciśnienie średnie pary lub powietrza zgęszczonego, pomnożona przez długość skoku baby), inne oznaczenia mają znaczenie poprzednie.

Wreszcie formuła (statyczna) Rhode'a, dla pali długich wbijanych w grunt wytwarzający wielkie tarcie boczne, przy czym to tarcie ma znaczenie przeważające:

$$L = l(S\alpha + R),$$

w której oznacza l długość pala w stopach, S powierzchnię pilota zetkniętą z gruntem w stopach kwadratowych, α i R dwie stałe zależne od rodzaju gruntu, wynoszące: dla gruntu gliniastego i namułu 1, 7 i 47, dla wilgotnego iłu 7, 4 i 96, dla zwykłego piasku i suchego iłu 19,2 i 203, dla grubego piasku i żwiru 29 i 300. (*Annales des tr. publ. de Belg.* 4/1927 i *Engineering* z 13/VIII 1927). Dr. M. M.

Drogi żelazne.

— **Kolej podziemna w Londynie** została w ostatnich latach powiększona o łączną długość 12 km, mianowicie powstały nowe drogi: City et South London z Chapham do Morden i londyńska kolej elektryczna między Charing Cross i Kennigton.

Jako profil normalny tunelu dla każdego toru przyjęto opancerzoną kołową rurę żelazną. Ułożona ona jest w średniej głębokości 12 m pod powierzchnią. Te tunele rurowe posiadają na bieżącej przestrzeni średnicę 3,56 m, na stacjach 6,46 m. Obok siebie leżące tunele posiadają odstęp 1,52 m. Tunele

w ziemnym lub gliniastym terenie wiercono pogłębiaczem, podobnym do pługów śniegowych, używanych na kolejach amerykańskich.

Gdzie występowała dokuczliwie woda zaskórna tam wykonywano tunele z żelazobetonu z zupełną odkrywką terenu, przyczem szalowania wszystkie przesuwano naprzód z postępem budowy.

Nawierzchnie kolei tworzą szyny siodełkowe o wadze 57 kg/m. Rozjazdy i skrzyżowania wykonano ze stali manganowej. Między szynami a podkładami są ułożone płytki pilśniowe w celu umniejszenia łomotu w czasie jazdy pociągów. Szyny, przewodzące prąd, są ze stali i wielkiej sile przewodowej, ułożone na porcelanowych podporach.

Dla umniejszenia robót konserwacyjnych przy wielkim ruchu, podkłady są ułożone w betonie. Tylko przestrzeń końcowa przy Morden, gdzie się znajdują również warstwy i wiaty wagonowe, tory ułożono w tłuczniu granitowym.

Oświetlenie sygnałów jest elektryczne, hamowanie elektropneumatyczne. (*Railway Age*).

— **Najdłuższy tunel kolejowy w Ameryce** buduje się na Kolei Północnej Stanów Zjednoczonych P. A. przez łańcuch gór Cascadas. Będzie on 12,54 km długi, zatem zajmie równocześnie piąte miejsce między tunelami globu ziemskiego. Budowę przeprowadza się na istniejącej już linii w celu zniesienia istniejącego, a technicznie bardzo niekorzystnego odcinka przez góry. Roboty rozpoczęto z końcem roku 1925, a mają być ukończone 30 października 1928. (*Bull. d. Congr. d. ch. d. f.* zeszyt 6 z r. 1927)

— **Niejednolita gęstość materiału szyn przyczyną wypadków kolejowych.** D. 8 listopada 1908 w stacji Grisolle koło Tuluzy pod przejeżdżającym pociągiem nastąpiło złamanie szyny na 21 części. Rzeczoznawcy orzekli wówczas, że podczas przejazdu pojazdów po szynach wierzchnia część ich głowy twardej bardziej, układ molekularny materiału staje się bardziej zbitym, mniej rozciągliwym, od części ułożonych niżej. Inni rzeczoznawcy odnosili przyczynę wypadku do gwałtownego podniesienia temperatury szyny ponad 850°, a następnie raptownego jej oziębienia.

Nowe podobne przypadki w r. 1925 na kolei Orleańskiej przyniosły nowe badania w tym kierunku, które potwierdziły pierwszą hipotezę rzeczoznawców z r. 1908. (*Revue générale d. ch. d. f.*)

— **Nowa dresyna motorowa**, zakupiona przez norweskie koleje państwowe, jest uważaną na podstawie dotychczas poczynionych doświadczeń, jako najlepszy typ tego rodzaju pojazdów. Jest ona bardzo lekka, da się podnieść przez jednego człowieka. Podwozie jest wykonane z rur stalowych, kadłub o trzech siedzeniach z blachy aluminiowej. Dresynę porusza czterotaktowy motor Douglasa. (*Nordisk Uirbanetidskrift* 1926; *Organ f. d. Fortschritte d. Eisabw.* 1927; *Przegląd zagranicznych pism techn.* 1927, zesz. 6).

— **Budowa torów kolejowych na lodzie.** W krajach północnych często zachodzi potrzeba układania torów dla przejściowych celów na zamrzniętych rzekach lub jeziorach.

Pierwszy raz ułożono taki tor w r. 1892 na Woldze koło Kazania. Drugi raz taki san tor ułożono na Woldze koło Saratowa, w r. 1903 koło Archangelska, a w roku 1904 ułożono najdłuższy tor na lodzie, gdyż 62 km długi na jeziorze Bajkałskiem w Syberji.

Inż. L. Lubimów z Moskwy rozpatruje w *Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbw.* zeszyt 11 z 15 czerwca 1927 wszystkie czynniki, jakie przy takiej budowie wchodzi w grę, mianowicie zachowanie się lodu pod obciążeniem wozami, lub lekkimi parowozami, charakterystykę lodu, potrzebnych w nim urządzeń dylatacyjnych na zmianę temperatury, urządzeń do zjazdu z ładu na lód i konstrukcji nawierzchni.

Najmniejsza grubość lodu dla ładownych wagonów wynosi 20 cm, dla lekkich parowozów 70 cm, dla pociągów z 10 do 15 ładownych wagonów z lekkim parowozem 75 cm do 200 m.

Inż. A. W. Krüger.

BIBLIOGRAFJA.

Dzieła i czasopisma nabyte na własność Biblioteki Politechniki Lwowskiej w czwartym kwartale 1927 r.: 1. Devillers R. Le moteur a explosions. 2 Ed. Paris, 1920. Vol. 2. — 2. le Gallon Y. Theorie, succinete, description conduite et entretien du moteur Diesel. 2 Ed. Paris, 1925. p. XIII. 316. — 3. Vaillot G. Les moteurs Diesel et les moteurs Semi-Diesel. Paris, 1923. Vol. 2. — 4. Boutaric A. La chaleur et le froid. Paris, 1927. p. 283. — 5. Lewis G. u. Randall M. Thermodynamik und die freie Energie chemischer Substanzen. Wien, 1927. St. XX. 598. — 6. Seeliger R. Einführung in die Physik der Gasentladungen. Leipzig, 1927. St. IX. 423. — 7. Modellversuche über die zweckmässigste Gestaltung einzelner Bauwerke. Charlottenburg, 1923. St. 50. Tf. 6. — 8. Die maschinellen und elektrischen Einrichtungen der ersten Ausbaus der Wasserkraftanlagen d. Mittlere Isar A. G. Berlin, 1926. St. 30. — 9. Meyer S. u. Schweidler E. Radioaktivität. 2 Aufl. Leipzig, 1926. St. X. 721. — 10. Sprent C. Verhalten von Antimon bei der Kupferraffination. Weida, 1910. St. 70. — 11. Caro L. Studja społeczne. 2 wyd. Kraków, 1908. Str. 404. — 12. The Bridge over the Delavare River Connecting Philadelphia P. A. and Camden N. I. Camden, 1927. p. 157. Tb. 24. — 13. Sammlung der Vorträge des ersten Fortbildungskurses der Konferenz schweizerischer Kulturingenieure von 8 bis 9 April 1926 an

der eidgen. Technischen Hochschule in Zürich. Brugg, 1927. St. 200. — 14. Wysocki St. Obliczenie słupów elektrycznych. Warszawa, 1927. Str. XII. 146. — 15. Nikolai E. Razszczety k kursy mostow. 4 tomy. — 16. Gaylord I. and Savage I. High-Pressure Reservoir Outlets. Washington, 1923. p. X. 179. — 17. Księga pamiątkowa 1877-1927 Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie. Lwów, 1927. Str. VI. 153. — 18. Schotz S. Synthetic Organic Compounds. London, 1925. p. 412. — 19. Pascal P. Exploifs. poudres gaz de combat. Paris, 1925. p. VIII. 296. — 20. Erk S. Zähigkeitsmessungen an Flüssigkeiten und Untersuchungen von Viskosimetern. Berlin, 1927. St. 54. — 21. Meixner H. Talsperren im Dienste der Wasserversorgung. Brünn, 1927. St. 72. — 22. Hägglund E. Die Fabrikation des Zellstoffes aus Holz-Natronzellstoff. Berlin, 1928. St. XII. 360. — 23. Bader H. Flugzeugbaukunde. Berlin, 1924. St. 121. — 24. Eberhardt C. Einführung in die theoretische Aerodynamik. München, 1927. St. V. 138. — 25. Holl P. und Glunk E. Berechnen und Entwerfen von Turbinen- und Wasserkraft-Anlagen. 4 Aufl. München, 1927. St. X. 187. — 26. Betz A. Wind-Energie und ihre Ausnutzung durch Windmühlen. Göttingen, 1926. St. V. 64. — 27. Eder I. Die Photographie mit dem Kolodium verfahren. 3 Aufl. Halle, 1927. St. XVI. 354. — 28. Armagnat H. et Brillouin. Mesures en haute fréquence. Paris, 1924. p. VI. 239. C. d. n.

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Posiedzenie Wydziału Głównego P. T. P. z dnia 5 XII. 1927. Przewodniczy Prezes Rybicki. Obecni członkowie Wydziału: Blum, Bratro, Bronarski, Drexler, Huber, Jaskólski, Kozłowski, Krzyczkowski, Nadolski, Niemczynowski, Roniewicz.

1. Odczytano i przyjęto protokół z ostatniego posiedzenia.
2. Prezes Rybicki odczytuje pismo rezygnacyjne z godności Członka Wydziału Prof. Matakiewicza. Na wniosek Kol. Bratry rezygnacji nie przyjęto, natomiast udzielono urlopu na czas spełniającej przezeń funkcji komisarza miasta.

3. Przyjęto balotem nowych członków: Inż. Jana Krzyszychę, Inż. Stauba Fryderyka, Inż. Włodzimierza Burzyńskiego.

4. Przyjęto do wiadomości sprawozdanie skarbnika.

5. Aprobowano decyzję prezesa Rybickiego w sprawie prenumeraty 400 egzemplarzy Czasopisma po 5 zł. kwartalnie przez Krakowskie Tow. Techn.

6. Na konkurs im. br. Gostkowskiego, którego termin minął w dniu 30 listopada b. r. nadesłano 2 prace. Wydział uchwalił prosić J. M. p. Rektora Tokarskiego o zwołanie sądu konkursowego.

7. Wydział wyraża gorące podziękowanie p. Rawskiej za otrzymany księgozbiór śp. Wincentego Rawskiego.

8. Na wniosek Kol. Bratry uchwalono 500 zł. kredytu na oprawę książek.

9. Postanowiono zaprenumerować 5 nowych czasopism zagranicznych: a) Engineers News Record, b) Pencil Points, c) Beton und Eisen, d) Bauingenieur.

10. Przyjęto do wiadomości sprawozdanie Prez. Rybickiego z VI Zjazdu delegatów Zrzeszeń Techn. w Sosnowcu,

11. Przyjęto do wiadomości uchwały powyższego Zjazdu co do przeprowadzenia uchwał II Zjazdu Zrzeszeń Techn. Pol. przez Rady Zrzeszeń Gosp. w poszczególnych dzielnicach.

12. Postanowiono zaprosić Prof. Fiedlera na przewodniczącego oraz Prof. Leśniańskiego, Wiktora Jakóba, Pilata (chemików) i Prof. Fryzego (elektrotechnika) na członków Komisji dla wydania opinii o „Przepisach o urządzeniach oraz ruchu fabryk materiałów wybuchowych“.

13. Rozpatrzone prośbę D. O. K. VII Poznań o bezpłatny egzemplarz Czasopisma Technicznego i postanowiono udzielić jedynie prenumeraty po niższej cenie.

14. Wydział wyraża zgodę na odbycie wykładu Inż. R. Karpa „o turbinach szwedzkich Stal“ w języku niemieckim, z tem, że wykład ma mieć charakter naukowy.

15. Przyjęto do wiadomości pismo grona inżynierów w sprawie ochrony tytułu „Inżyniera“ — i postanowiono zaawiadomić Kol. podpisanych na memorjale, że nadużycie tytu-

łów „inżyniera“ przez nieuprawnione osoby należy zgłosić do władzy politycznej lub sądowej a nie można przyznać władzom policyjnym uprawnienia do badania ważności dyplomów.

16. Przyjęto do wiadomości pismo M. W. R. i O. P. w sprawie techników meljoracyjnych.

17. Postanowiono załatwić odmownie zaproszenia Ligi Obrony Przyrody oraz Ligi pomocy przemysłowej do przystąpienia P. T. P. na członka.

18. Prezesowi Rybickiemu udzielono placet na zwołanie komisji mającej rozpatrzyć projekt przebudowy gmachu teatru Hr. Skarbka.

19. Przyjęto do wiadomości program rozbudowy sieci kolejowej, ustalony przez Min. komunikacji.

20. Redaktor Inż. Roniewicz stawia wnioski dotyczące wprowadzenia ulepszenia i zmiany w wydawnictwie Czasopisma Technicznego przez zmianę druku, wprowadzenie lepszej okładki, spinanie czasopisma.

Upoważniono Prezydium do rozpatrzenia i zadecydowania w tej sprawie.

Na tem posiedzenie zamknięto.

OD REDAKCJI.

W dążności do ustawicznego rozwoju „Czasopisma Technicznego“ wprowadzamy w bieżącym roku szereg zmian i ulepszeń. Zmieniono wielkość czcionek jakimi są składane artykuły, wprowadzono półsztywną okładkę wraz ze spinaniem i obcinaniem zeszytów, polepszone jakości papieru ogłoszeniowego, a w miarę zasobów wydawać się będzie każdy drugi zeszyt w miesiącu w zwiększonej objętości.

Mimo wielką podwyżkę kosztów wydawnictwa, cen prenumeraty nie podniesiono. Redakcja, cddając ten pierwszy zeszyt w nowej szacie do rąk P. T. Czytelników, uprasza usilnie o dalsze poparcie wydawnictwa.

