CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN POLSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE

TOM 55 LWÓW, 25 MARCA 1937 R. Nr. 6

Śp. Prof. Inż. Tadeusz Sikorski.

Dnia 29 stycznia b. r. zmarł w Krakowie ś. p. Inż. Tadeusz Sikorski, em. profesor Uniwersytetu Jagiellońskiego.

Ś. p. Tadeusz Sikorski urodził się dnia 22 maja 1851 r. w Borusowy w powiecie Dąbrowskim w Małopolsce. Ukończył gimnazjum i Politechnikę we Lwowie, po czym studiował przez 1 rok rolnictwo i technikę melioracyjną na Uniwersytecie w Bonn-Poppelsdorf, gdzie był uczniem słynnego profesora Dünkelberga i gdzie złożył egzamin z techniki melioracyjnej.

W r. 1879 wstąpił ś. p. Sikorski do służby w Kraj. Biurze Melioracyjnym we Lwowie, utworzonym właśnie przez b. Wydział Krajowy. W latach 1881—1886 był kierownikiem Ekspozytury tegoż biura w Tarnowie. Wykonał zdjęcia i opracował projekty licznych melioracji szczegółowych, oraz następujących melioracji podstawowych: regulacji Kisieliny (1885), regulacji Nowego Brnia (1886) i obwałowania lewego brzegu Dunajca od mostu kolejowego w Bogumiłowicach do Biskupic Radłowskich (1890—1891). Wykonał także zdjęcia i studia szczegółowe do projektu regulacji Pełtwi, który to projekt ukończył ś. p. inż. A. Wierzbicki już po opuszczeniu biura przez ś. p. Sikorskiego. Wykonał wiele melioracji szczegółowych i przez jakiś czas kierował robotami przy regulacji Kisieliny [1]).

Miał zamiłowanie do badań naukowych i duży zmysł konstrukcyjny. Skonstruował flaszkę do analizy mechanicznej ziemi, która łączy dogodność flaszki Bennigsena z dokładnością cylindra Kühna [2]). Aparat Sikorskiego znany jest w literaturze zagranicznej (Wollny, Faure, Friedrich, Kopecký, Blanck-Densch). Skonstruował także isohypsograf [3]), oraz diagram do oznaczania kalibru rurek drenowych, chyżości i ilości przepływu wody w tychże, oraz wielkości powierzchni osączanej na wzór tablic Franka. Opracował projekt wzorowej suszarni i pieca do wypalania rurek drenowych, odznaczony pierwszą nagrodą na konkursie Wydziału Krajowego w roku 1894, oraz projekt pieca piętrowego o dwóch komorach do wypalania rurek drenowych [4]).

* 1851 Prof. Inż. T. SIKORSKI † 1937

To też już w r. 1880 otrzymał Sikorski na zalecenie prof. Dünkelberga propozycję objęcia katedry melioracji w Uniwersytecie w Królewcu, ale jej nie przyjął.

W r. 1889 został mianowany profesorem zwyczajnym inżynierii rolniczej w Uniwersytecie Jagiellońskim przy Studium Rolniczym przy Wydziale Filozoficznym, które w r. 1923 zostało zmienione na Wydział Rolniczy.

Katedra ta obejmowała wówczas geometrię wykreślną, rysunki techniczne, miernictwo, mechanikę rolniczą melioracje rolnicze i budownictwo wiejskie, więc trzy wielkie i odrębne działy. To też kiedy prof. Sikorski został wybrany w r. 1907 posłem do Rady Państwa w Wiedniu z miasta Krakowa, zastępowało go w prowadzeniu wykładów i ćwiczeń aż trzech wykładowców, a po jego ustąpieniu utworzono 2 katedry.

W czasie swej czteroletniej kadencji poselskiej popierał u władz centralnych z powodzeniem budowę gmachu dla Studium Rolniczego, która wtedy doszła do skutku po długich pertraktacjach z rządem austriackim.

Nastają smutne lata wojny. Gmach Studium Rolniczego został oddany na kwaterunek wojsk austriackich, a Gospodarstwu Doświadczalnemu U. J. w Mydlnikach groziła zagłada, ponieważ

[1]) Dr Inż. Andrzej Kędzior: Roboty wodne i melioracyjne w Południowej Małopolsce wykonane z inicjatywy Sejmu i Wydziału Krajowego, Lwów 1928—1932.

[2]) Tadeusz Sikorski: Ulepszony przyrząd do przybliżonej analizy mechanicznej ziemi przez odmulanie, dla inżynierów kultury, rolników, taksatorów i t. d. Czasopismo Techniczne, Lwów 1894.

Ten sam: Verbesserte Schlämmflasche für Landwirte, Kulturtechniker, Taksatoren. Oesterreichisches Landwirtschaftliches Wochenblat. Wiedeń, 1894.

[3]) Tadeusz Sikorski: Przyrząd do konstruowania warstwic (isohypsograf, Schichtensucher). Czasopismo Techniczne, Lwów 1894.

Ten sam: Der Schichtensucher (Isohypsograf). Zeitschrift für Vermessungswesen. Stuttgart, 1894.

[4]) Tadeusz Sikorski: Projekt wzorowej suszarni i pieca do wypalania rurek drenowych, odznaczony pierwszą nagrodą na konkursie Wydziału Krajowego. Czasopismo Techniczne, Lwów, 1894.

Ten sam: Piec piętrowy o dwu komorach do wypalania rurek drenowych. Czasopismo Techniczne. Lwów, 1894.

środkiem folwarku biegła linia fortyfikacyjna. Wtedy to prof. Sikorski został wybrany dyrektorem Studium Rolniczego i objął zarząd Mydlnik. W tym charakterze stara się energicznie i ze skutkiem o rychłe (bo już w ciągu r. 1915) opróżnienie z wojska gmachu Studium i ratuje folwark mydlnicki przed zniszczeniem [5]).

Bardzo chętnie służył Uniwersytetowi swą cenną i fachową radą w sprawach gmachów uniwersyteckich, a szczególną opieką otoczył budynki stowarzyszeń studenckich. Funkcje te sprawował bezinteresownie nawet po przejściu w stan spoczynku, co nastąpiło w r. 1924.

Prof. Sikorski był wzywany często do rady w sprawach technicznych a zwłaszcza wodnych, przez administrację państwową austriacką, a następnie polską, oraz przez organizacje autonomiczne i społeczne.

Był więc w swoim czasie członkiem komisji egzaminacyjnej dla autoryzowanych inżynierów budowy i kultury, członkiem komisji zdrowotnej i zaopatrzenia w wodę miasta Lwowa i komisji wodociągowej miejskiej w Krakowie, zajmował się wiele sprawą ochrony miasta Krakowa od powodzi, przeprowadzał poszukiwania wody dla wodociągów miasta Rzeszowa, był konsulentem technicznym Dyrekcji budowy dróg wodnych w b. Austrii, kierownikiem Biura dla eksploatacji torfowisk w Centrali Krajowej dla gospodarczej odbudowy b. Galicji, członkiem Kuratorium technicznego Muzeum Przemysłowego w Wiedniu. W odrodzonej Ojczyźnie wzywało Go często na konferencje b. Ministerstwo Robót Publicznych, a gdy weszła w życie polska ustawa wodna z r. 1922 został mianowany przewodniczącym Krakowskiej Wojewódzkiej Rady Wodnej.

W Lwowskim Towarzystwie Politechnicznym i w Krakowskim Towarzystwie Technicznym poświęcał swą pracę w komisjach i ankietach, oraz często zastępował te stowarzyszenia w ważnych konferencjach i ankietach technicznych.

Brał także żywy udział w życiu rolników, pracując gorliwie w organizacjach Małop. Tow. Rolniczego. Był prezesem Okr. Tow. Roln. w Krakowie, a następnie jego prezesem honorowym. Kiedy utworzono Izbę Rolniczą w Krakowie był członkiem jej sekcji melioracyjnej.

Ojczyzna nagrodziła prof. Sikorskiego w roku 1929 krzyżem komandorskim Odrodzenia Polski, a w roku ubiegłym z okazji odznaczenia Uniwersytetu Jagiellońskiego złotym krzyżem zasługi.

Prof. Sikorski odznaczał się niezmordowaną wytrwałością w pracy i kryształowo czystym charakterem.

Oddając ostatnią posługę ś. p. prof. Sikorskiemu pożegnali Go w serdecznych słowach imieniem władz uniwersyteckich prodziekan Wydziału Rolniczego U. J. prof. Dr Teodor Spiczakow w zastępstwie niedysponowanego dziekana, imieniem Małop. Tow. Rolniczego i organizacji rolniczych prezes Okr. Tow. Roln. w Krakowie Feliks Beaupré i imieniem byłych uczniów insp. Krak. Izby Rolniczej Jan Stec.

Na posiedzeniu Rady miasta Krakowa w dn. 3 lutego br. Prezydent Kaplicki podniósł wielkie zasługi dla miasta ś. p. prof. Sikorskiego a Rada uczciła przez powstanie Jego pamięć.

Dr Inż. Adam Rożański
prof. Uniw. Jag.

[5]) Jerzy Fierich jun.: Studium Rolnicze (1890—1923). Wydział Rolniczy Uniwersytetu Jagiellońskiego. Kraków, 1934.

Inż. WOJCIECH POGANY
(KRAKÓW)

Obliczenie wartości hyperstatycznych

przy różnych stopniach przybliżenia, a w szczególności dla praw odkształcenia i naprężenia Bacha-Schülego.

(Dokończenie).

Wyznaczenie statycznie niewyznaczalnych wielkości sprowadza się zasadniczo do wyznaczenia elastycznej zmiany postaci. Przeważnie nie jest potrzebne zupełne rozwiązanie, lecz wystarcza znalezienie przesunięcia w pewnym kierunku.

Tym zadaniem zajmują się zasadniczo metody Maxwell'a, Mohra i Castigliano'a. Często się zdarza, że szuka się przesunięć wszystkich węzłów kraty względnie wszystkich punktów osi pręta w zgóry zadanym kierunku. Zupełne rozwiązanie problemu odkształcenia systemu sztywnego dają nam metody Williot'a i Müller Breslau'a. Drugi problem rozwiązuje się za pomocą linii przegięcia. Do wyznaczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości w statyce budowlanej używa się wyrażonego przez Lamé'go prawa Clapeyrona. Brzmi ono następująco: Jeżeli na nieruchomo podparty ustrój, działają siły, wówczas suma iloczynów sił i rzutów przesunięć ich punktów zaczepienia, jest równa podwójnej pracy, którą te siły wykonały podczas zmiany postaci do stanu początkowego do końcowego. To prawo zakłada słuszność prawa Hooka. Według Grashof'a dla dozwolonego prawa elastyczności, praca wykonana przy zmianie postaci jest następującą:

$$\int dv \int (\sigma_x \partial \varepsilon_x + \sigma_y \partial \varepsilon_y + \sigma_z \partial \varepsilon_z + \tau_x \partial \gamma_y + \tau_y \partial \gamma_y + \\ + \tau_z \partial \gamma_z).$$

Przy słuszności prawa Hooke'a dla ciała izotropowego, praca ta, jako funkcja składowych przesunięć, wyrazi się wzorem:

$$A = G \int [\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2 + \frac{1}{m-2} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)^2 + \\ + \tfrac{1}{2} (\gamma_x^2 + \gamma_y^2 + \gamma_z^2)]\, dv$$

a jako funkcja składowych naprężenia:

$$A+\frac{1}{2E}\int[\sigma_x^2+\sigma_y^2+\sigma_z^2-\frac{2}{m}(\sigma_y\sigma_z+\sigma_z\sigma_x+$$

$$+\sigma_x\sigma_y)]\,dv+\frac{1}{2G}\int[\tau_x^2+\tau_y^2+\tau_z^2)\,dv.$$

Weyrauch uogólnia ten wzór dla izotermicznych odkształceń, zakładając jednak słuszność prawa Hooke'a. Dla kraty sztywnej wyraził dopiero Menabrea prawo najmniejszych odkształceń. Twierdzi on, że praca wykonana podczas odkształcenia jest minimum, jeżeli system elastyczny pod działaniem sił zewnętrznych znajduje się w równowadze. Menabrea wyprowadza wzór zakładając słuszność prawa Hooke'a w ten sposób, że rzeczywiście występujący układ naprężeń poddaje wariacji i z założenia, że wirtualna praca wykonana podczas zmiany postaci musi być 0, otrzymuje następujące równanie:

$$\Sigma S\partial S\varrho=\partial\tfrac{1}{2}\Sigma S^2\varrho=0,$$

gdzie $\frac{1}{2}S^2\varrho=A$ (A = praca sił w prętach przy odkształceniu).

Dla słuszności tej zasady musimy założyć prócz prawa Hooke'a, że w stanie początkowym nie działały żadne naprężenia. Ogólne prawo Castigliono'a, o naprężeniach początkowych daje wyraz na pracę podczas odkształcenia następującej postaci:

$$\tfrac{1}{2}\Sigma S^2\varrho-\Sigma S\lambda=A.$$

Naprężenia powstające przez odkształcenie muszą być doprowadzone do minimum. Wyraz na pracę wykonaną podczas odkształcenia (jeżeli przekrój posiada oś symetrii) przyjmuje, według Castigliano'a, dla ciała stałego elastycznego następującą postać:

$$A=\frac{1}{2E}\int\left(\frac{N_x^2}{F}+\frac{M_z^2}{I_z}+\frac{M_y^2}{I_y}\right)ds+$$

$$+\frac{1}{2G}\left(A\frac{Q_z^2}{F}+B\frac{Q_y^2}{F}\right)ds,$$

gdzie A i B są funkcjami przekroju, zaś Q_z i Q_y są siłami poprzecznymi.

Tę formułę można w szczególnych wypadkach znacznie uprościć. W końcu można uważać pracę wykonaną podczas odkształcenia za funkcję wielkości statycznie niewyznaczalnej. Powyższe twierdzenie zostało rozszerzone przez Müller-Breslaua. M. B. wychodzi z zasady miejscowych przesunięć i opierając się na zasadzie superpozycji, przedstawia prawdziwe naprężenia jako liniowe funkcje danych i pewnych innych statycznie niewyznaczalnych wielkości. Wtedy można wirtualne naprężenia $\overline{\sigma}$ i $\overline{\tau}$ zawsze przedstawić jako cząstkowe pochodne względem statycznie niewyznaczalnych wielkości. Jedną stroną równania jest pochodna cząstkowa pracy wykonanej podczas zmiany postaci, wzięta względem jednej statycznie niewyznaczalnej wielkości, drugą stanowi odpowiadająca wirtualna praca. W tej postaci, w związku między składowymi naprężenia i odkształcenia, niema żadnych założeń co do prawa elastyczności.

Te badania przeprowadził Weyrauch. Engesser wykazał, że prawo najmniejszej pracy dla izotermicznych odkształceń pozostaje prawdziwe także w tym wypadku, gdy prawo wiążące naprężenie z wydłużeniem jest przedstawione przez funkcję potęgową (prawo Hooke'a jest wypadkiem szczególnym, gdy wykładnik równa się 1).

Wprowadza on pojęcie pracy dodatkowej „B", które jest różnicą między rzeczywistą i wirtualną pracą, wykonaną podczas odkształcenia. Dla kraty jest ona dana przez wzór:

$$B=A_v-A=\Sigma S\Delta s-\Sigma\int_0^{0_s}S\,d\Delta s.$$

Engesser formułuje swoje prawo w sposób następujący: niewyznaczalne wielkości statyczne kraty, przyjmują wartości, dla których praca dodatkowa całej konstrukcji osiąga minimum. Dla ciał stałych elastycznych mamy następujący wzór na pracę dodatkową:

$$B=\int dv\int_0^{\sigma_x\sigma_y}(\varepsilon_x d\sigma_x+\varepsilon_y d\sigma_y+\varepsilon_z d\sigma_z+$$

$$+\gamma_x d\tau_x+\gamma_y d\tau_y+\gamma_z d\tau_z).$$

Badania Winklera wykazały, że w wypadku ważności prawa Hooke'a, otrzymujemy równania liniowe, między danymi obciążeniami, zmianami temperatury i nieznanymi przesunięciami węzłów względnie statycznie niewyznaczalnymi siłami w prętach. Dźwigarem statycznie niewyznaczalnej wielkości jest każda nadliczbowa część systemu, której usunięcie nie narusza równowagi systemu. Każda taka część konstrukcji narzuca systemowi jeden warunek, jakie muszą spełnić elastyczne przesunięcia.

Elastyczne odkształcenie jest tylokrotnie statycznie niewyznaczalne, ile jest danych wielkości statycznie niewyznaczalnych. Stąd otrzymujemy w liniowych równaniach i w danych statycznych warunkach równowagi, wystarczającą ilość równań do wyznaczenia wszystkich naprężeń i reakcji na podporach. Statycznie niewyznaczalne wielkości, obliczamy z linii wpływu za pomocą zasady superpozycji. R. Land przeprowadza całkowanie linii wpływu jedynie w wypadku statycznie wyznaczalnego dźwigara i wyznacza ją jako linię ugięcia pod obciążeniem jednostkowym P—1.

Następnie Müller-Breslau i inni autorzy rozszerzyli pojęcie linii wpływów dla systemów statycznie niewyznaczalnych. Müller-Breslau wykazał, że obciążenie wirtualne i stan naprężenia podlegają tylko warunkom równowagi. Tak można wszystkie statycznie niewyznaczalne wielkości przyjąć równe O, zaś siły $\overline{S}$ uważać za naprężenia panujące w dowolnym statycznie wyznaczalnym systemie głównym, obciążonym przez $\overline{Q_m}$. W ten sposób odpadają w równaniach wszystkie wyrazy odnoszące się do nadliczbowych części konstrukcji. Równania wyrażające warunki dla statycznie niewyznaczalnych wielkości otrzymamy z następującego rozważania: Każdy statycznie wyznaczalny system główny, jaki otrzymujemy ze statycznie niewyznaczalnego systemu, przez usunięcie nadliczbowych części konstrukcji, musi doznawać pod wpływem sił zewnętrznych i niewyznaczalnych wielkości, takich odkształceń, że przesunięcia statycznie niewyznaczalnych wielkości są identyczne z odkształceniami, jakich doznają nadliczbowe części konstrukcji pod wpływem działających w nich wielkości statycznie niewyznaczalnych.

Warunki równowagi rozwiązuje się w postaci, w której nadliczbowe naprężenia występują jako zmienne niezależne. W ten sposób otrzymujemy naprężenia działające w statycznie wyznaczalnym systemie głównym, jako liniowe funkcje danych obciążeń i statycznie niewyznaczalnych wielkości. Z drugiej strony, z warunków elastyczności, otrzymujemy odkształcenia nadliczbowych wielkości jako liniowe funkcje statycznie niewyznaczalnych wielkości. W rezultacie otrzymujemy tyle liniowych równań na warunki, ile jest statycznie niewyznaczalnych wielkości.

Jest rzeczą obojętną, czy idąc za O. Mohrem weźmiemy za podstawę rozważań zasadę wirtualnych przesunięć, czy też, jak to uczynili F. Menabrea i E. A. Castigliano, wyjdziemy z zasady minimalnej pracy przy odkształceniu. Jeżeli bowiem uwzględnimy warunki geometryczne względnie elastyczne i podporowe, dojdziemy w każdym wypadku do tych samych rachunków.

O. Mohr wychodzi z równania

$$\Sigma S_{\Delta s} = 0,$$

które otrzymuje z zasady wirtualnych przesunięć przez przyrównanie do 0 sił zewnętrznych działających na pomyślny system obciążeń. Równanie składa się z prawdziwej zmiany długości Δs i z systemu pozostającego w stanie równowagi pod działaniem sił S t. zn. samonaprężonego systemu (bez obciążenia siłami zewnętrznymi). Mohr zakłada zgodnie z prawem Hooké'a $\Delta s = S\varrho$ i eliminuje naprężenia prętów statycznie wyznaczalnego systemu głównego.

Równania na warunki dla statycznie niewyznaczalnego systemu są następujące:

$$0 = \Sigma S_0 S_a \varrho + \Sigma S_a \varepsilon t \varepsilon + X_a \Sigma S^2 a \varrho + \\ + X_b . \Sigma S_a S_b \varrho + X S_a S_c \varrho + \ldots$$

$$0 = \Sigma S_0 S_b \varrho + \Sigma S_b \varepsilon t \varepsilon + X \Sigma S_a S_b \varrho + \\ + X_b . \Sigma S_b^2 \varrho + X_c \Sigma S_b S_c \varrho + \ldots$$

Dla sztywnego elastycznego systemu prętów Müller - Breslau podał następujące, wyprowadzone z zasady wirtualnych przesunięć, równania na statycznie niewyznaczalne wielkości:

$$C = C_0 + C' \; X' + C'' \, X'' + C''' \, X''' + \ldots$$

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma' \, X' + \sigma'' \, X'' + \sigma''' \, X''' + \ldots$$

$$\tau = \tau_0 + \tau' \, X' + \tau'' \, X'' + \tau''' \, X''' + \ldots$$

przez które to równania siła podporowa C jako też składowe naprężenia σ i τ są wyrażonymi jako liniowe funkcje obciążeń i statycznie niewyznaczalnych wielkości. $C_0 \, \sigma_0$ i τ_0 odpowiadają stanowi naprężenia $X = 0$. Statycznie niewyznaczalne wielkości można wyliczyć z tych równań za pomocą wyznaczników w postaci

$$X_k = \pm \frac{D_k}{D},$$

albo też jeżeli wyznacznik w liczniku przedstawimy za pomocą podwyznaczników (minorów):

$$X_k = \pm \frac{1}{D} [c_1 \Delta_1 \, k + c_2 \, \Delta_2 k + \ldots c_n \Delta_n k],$$

gdzie c_2, c_3 i t. d. są zależne od obciążenia.

Zupełne rozwiązanie liniowych równań można otrzymać jak to przedstawił A. Hertwig:

1. przez podstawienie,
2. przez rugowanie,
3. przez kombinację obydwu metod.

Rugowanie prowadzi do powyżej wspomnianego rozwiązania przez wyznaczniki.

Metoda podstawienia wprowadza zapomocą równań liniowych na miejsce statycznie niewyznaczalnych wielkości Y_i, które odpowiadają działaniu nadliczbowych części konstrukcji (wielkości X_i). Daje ona następujące rozwiązanie na X_i:

$$X_k = \frac{- \Sigma P_m \delta_{m\,k}}{\varepsilon_{k\,k}}.$$

W tym równaniu $\delta_{m\,k}$ jest drogą siły P_m odbytą pod działaniem stanu obciążenia $Y_k = + 1$, zaś $\varepsilon_{k\,k}$ jest drogą obciążenia pod wpływem stanu obciążenia $Y_k = + 1$. Stąd wynika, że linia ugięcia dla $Y_k = + 1$ jest linią wpływu dla X_k.

Jeżeli teraz przejdziemy do obliczenia Y, to otrzymamy wynik wyrażony przez równanie:

$$Y_k = \pm \frac{1}{D} (c_1 \Delta_1 k + c_2 \Delta_2 \, k + \ldots c_n \Delta_n k).$$

Trzecia metoda posługuje się naprzód podstawieniem, ażeby wprowadzić nowe wielkości statycznie niewyznaczalne X, na miejsce Y do równań. Z tych oblicza się później X za pomocą rugowania:

$$C_{k\,1} \, X_1 + C_{k\,2} X_2 + C_{k\,k} \, X_k + \; C_{k\,n} \;\; X_n = - \Sigma P_m \, \delta_{m\,k} \; .$$

W niektórych wypadkach udaje się przez odpowiedni dobór statycznie niewyznaczalnych wielkości, sprowadzić równanie na zgięcie do postaci równania różniczkowego. W ten sposób E. Clapeyron ustawił następujące równania, dla trzech po sobie następujących momentów podporowych belki ciągłej:

$$X_{m-1} \, l_m + 2 \, X_m \, (l_m + l_{m+1}) + X_{m+1} \, l_{m+1} = N_m.$$

Hertwig wymyślił dla statycznie niewyznaczalnych systemów wyższego rzędu metodę rozwiązania polegającą na rozwinięciu. Przedstawia on wielkości statycznie niewyznaczalne w następującej postaci:

$$X_r = f_{r_1} \, \delta_{m_1} + f_{r_2} \, \delta_{m_2} + \ldots f_{r_n} \, \delta_{m_n},$$

a współczynniki f rozwija w nieskończonych szeregach, które, przy odpowiednim doborze statycznie niewyznaczalnych wielkości, są szybko zbieżne.

Wszystkie dotychczas wymienione metody obliczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości są zbudowane na szeregu silnie upraszczających założeń: o płaskości przekrojów, o liniowości stanu naprężenia, i uogólnionym prawu Hooké'a.

Dla obliczenia wielkości statycznie niewyznaczalnych spróbuję uogólnić klasyczną teorię elastyczności, zakładając ogólniejsze prawo od prawa Hooké'a.

Jeżeli charakteryzuje się odkształcenie nie tylko przez pierwsze pochodne przesunięć, ale uwzględnia się także pochodne wyższego rzędu, wówczas najprościej można wprowadzić równania różniczkowe na przesunięcia, za pomocą zasady minimum; a więc ze zasady minimum energii potencjalnej, względnie zasady przesunięć wirtualnych, (która pozostaje słuszna także przy tym ogólniejszym założeniu). Przede wszystkim należy zbadać, czy istnieje funkcja energii odkształcenia, t. zn. czy w ciele elastycznym praca przy danym odkształceniu jest niezależną od kolejności obciążenia. W swoich termodynamicznych rozważaniach udowodnił E. Trefftz, że istnieje energia zależna jedynie tylko od odkształcenia i uzasadnił słuszność stosowania zasady minimum energii potencjalnej. Zależność energii odkształcenia, od wielkości przesunięć, można znaleźć tylko na drodze doświadczalnej. Zasada minimum wymaga, aby wyrażenie:

$$II = \iiint A\,dw - \iiint \{X_u + Y_v + Z_w\}\,dw - \iint \{\Xi + H_v + Z_w\}\,do$$

było minimum, gdzie $x\,y\,z$ są prostokątnymi współrzędnymi punktu ciała przed odkształceniem, $d\,w$ jest elementem objętości, $d\,o$ elementem powierzchni, $A\,(\gamma_{xx}\dots\gamma_{yz})\,dw$ jest zasobem toenergii po odkształceniu; Xdw, Ydw, Zdw, Ξd_0, Hd_0, Zd_0 są to siły zewnętrzne niezależne od przesunięcia, działające na elementy objętościowe względnie powierzchniowe.

Jeżeli utworzymy równanie Eulera - Lagrangé'a dla tego problemu wariacyjnego, to otrzymamy na składowe przesunięcia u, v i w, trzy nieliniowe równania różniczkowe cząstkowe, drugiego rzędu.

Całkowenie tych równań różniczkowych jest w praktycznych wypadkach połączone z takimi trudnościami matematycznymi i ścisłe rozwiązanie pod tym założeniem teoretycznie i rachunkowo jest takie ciężkie, że w praktycznych zadaniach inżynierskich nie może wchodzić w rachubę.

Poniżej podaję próbę przybliżonego obliczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości dla sztywnej kraty, na podstawie prawa Bacha-Schülego.

Dla zginanego pręta wydłużenie jest dane przez wzór

$$\varepsilon = \frac{\eta}{\varrho},$$

gdzie η jest odległością od osi obojętnej, a η jest promieniem krzywizny. Po stronie ciągnienia jest

$$\varepsilon = \alpha_1 \sigma_z{}^{m} = \frac{\eta}{\varrho} \quad \text{lub} \quad \sigma_d = \left(\frac{\eta}{\alpha_1\,\varrho}\right)\frac{1}{m_1}$$

po stronie ciśnienia

$$\varepsilon = \alpha_2 \sigma_d{}^{m_2} = \frac{\eta}{\varrho} \quad \text{lub} \quad \sigma_d = \left(\frac{\eta}{\alpha_2\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_2}}.$$

(C. Bach w R. Bauman „Elastizität u. Festigkeit", strona 273). Dla maksymalnych odległości e_1 i e_2 naprężenia przyjmują wartości:

$$a)\quad \sigma_1 = \left(\frac{e_1}{\alpha_1\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_1}} = \left(\frac{e_1\,E_1}{\varrho}\right)^{\frac{1}{m_1}}$$

$$b)\quad \sigma_2 = \left(\frac{e_2}{\alpha_2\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_1}} = \left(\frac{e_2\,E_1}{\varrho}\right)^{\frac{1}{m_2}}$$

Jeżeli zaniedbamy wpływ siły ścinającej, to z warunków równowagi otrzymamy następujące równania:

$$1.\quad \int_0^{e_1} \sigma_z\,df - \int_0^{e_2} \sigma_d\,df = 0$$

$$2.\quad M_2 = \int_0^{e_1} \sigma_2\,df\,\eta + \int_0^{e_2} \sigma_d\,df\,\eta.$$

Z pierwszego równania otrzymamy uwzględniając równania $a)$ i $b)$:

$$\int_0^{e_1} \left(\frac{\eta}{\alpha\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_1}} df - \int \left(\frac{\eta}{\alpha_2\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_2}} df =$$

$$= \left(\frac{1}{\alpha_1\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_1}} \int_0^{e_1} \eta^{\frac{1}{m_1}}\,df - \left(\frac{1}{\alpha_2\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_2}} = \int_0^{e_2} \eta^{\frac{1}{m_2}}\,df = 0$$

lub

$$\frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int \eta^{\frac{1}{m_1}}\,df - \frac{\sigma_2}{e_2^{\frac{1}{m_2}}}\,df =$$

$$= \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int \eta^{\frac{1}{m_1}}\,df - \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} \cdot \frac{1}{e_1}\right)^{\frac{1}{m_2}} \sigma_1^{\frac{m_1}{m_2}} \int_0^{e_2} \eta^{\frac{1}{m_2}}\,df =$$

$$= \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int \eta^{\frac{1}{m_1}}\,df - \left(\frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{1}{e_1}\right)^{\frac{1}{m_2}} \sigma_1^{\frac{m_1}{m_2}} \int_0^{e_1} \eta^{\frac{1}{m_2}}\,df = 0.$$

To równanie wyznacza oś zerową. Oś ta jest tutaj funkcją σ (a zatem momentu zgięcia) a nie jak w prawie Hooké'a jedynie tylko funkcją geometrycznych własności przekroju, niezależnie od obciążenia. Ponieważ jednak moment zgięcia w różnych przekrojach jest rozmaity, a więc oś zerowa musi się zmieniać z przekroju na przekrój; oczywiście zachodzi to także przy obciążeniu jednostajnie rozłożonym. Z powyższego widać, że do obliczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości belek lub systemów sztywnych metoda linii wpływów podług Lamba nie może być bez zastrzeżeń stosowaną, ponieważ dla obciążenia P—1 otrzymujemy zupełnie inną oś, aniżeli przy dowolnym obciążeniu P_1, także nieuwzględnienie zmian odległości od osi neutralnej prowadzi do fałszywych wartości naprężeń. Drugie równanie przy uwzględnieniu równań $a)$ i $b)$ daje:

$$M_b = \left(\frac{1}{\alpha_1\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_1}} \int_0^{e_1} \eta^{1+\frac{1}{m_1}}\,df +$$

$$+ \left(\frac{1}{\alpha_2\,\varrho}\right)^{\frac{1}{m_2}} \int_0^{e_2} \eta^{1+\frac{1}{m_2}}\,df = \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}}\,df + \frac{\sigma_2}{e_2^{\frac{1}{m_2}}} \int_0^{e_1} \eta^{1+\frac{1}{m_2}}\,df =$$

$$= \frac{\sigma_1}{e_1^{\frac{1}{m_1}}} \int_0^{e_1} \eta^{1+\frac{1}{m_1}}\,df + \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} \cdot \frac{1}{e_1}\right)^{\frac{1}{m_2}} \sigma_1^{\frac{m_1}{m_2}} \int_0^{e_2} \eta^{1+\frac{1}{m_2}}\,df +$$

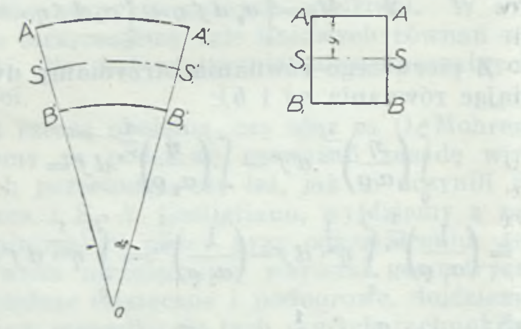
o ile $m_1 = m_2$

$$M_b = \left[\frac{1}{e^{\frac{1}{m_1}}} \int_0^{e_1} \eta^{1+\frac{1}{m_1}} df + \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} \cdot \frac{1}{e} \right)^{\frac{1}{m_2}} \int \eta^{1+\frac{1}{m_2}} df \right] \sigma,$$

o ile $\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{1}{E}$

$$M_b = \frac{\left[\frac{\sigma}{e} \int_0^{e_1} \eta^{1+\frac{1}{m_1}} df + \frac{1}{e^{m-1}} \int \eta^{1+\frac{1}{m}} df \right]}{K}$$

gdzie wartość całki odgrywa rolę momentu bezwładności a więc łatwo ją można obliczyć dla prostego przekroju, zaś dla bardziej skomplikowanego łatwo otrzymać ją można graficznie.



Ryc. 1.

Dla prętów otrzymujemy zgięcie przy powyższych założeniach w sposób następujący: bierzemy dwa przekroje w odległości dz (por. ryc. 1). Jeżeli przyjmiemy, że przy odkształceniu oś neutralna przechodzi w łuk kolisty, wówczas ϱ jest stałe

$\overline{S' S_1'} = \varrho\, d\delta$, więc zmiana długości =

$$\varepsilon_0 = \frac{\overline{S_1' S'} - \overline{S_1 S}}{\overline{S_1 S}} = \frac{\varrho\, d\delta - dz}{d_1 z} = \varrho \frac{d\delta}{dz} - 1$$

ponieważ zaś ε_0 w osi neutralnej równa się 0, więc $\varepsilon_0 = 0 = \varrho \frac{d\delta}{dz} - 1$, albo $\varrho \frac{d\delta}{dz} = 1$, $\frac{d\delta}{dz} = \frac{1}{\varrho}$.

Dla dowolnej warstwy przekroju:

$$\varepsilon_1 = \frac{\widehat{A' A_1'} - \widehat{A A_1}}{\widehat{A A_1}} = \frac{(\varrho + y) \cdot d\delta - dz}{dz} = \varepsilon_0 + y \frac{d\delta}{dz}$$

ale ponieważ $\varepsilon_0 = 0$, $\varepsilon = y \frac{d\delta}{dz} = y \frac{1}{\varrho} = \frac{y}{\varrho}$.

Uwzględniając następujące związki:

$$\sigma^m = \varepsilon E \text{ i } \sigma = \frac{M_{by}}{\underbrace{\int y^{1+\frac{1}{m}} df + y^{\frac{1}{1-m}} \int y^{1+\frac{1}{m}} df}_{K}}$$

otrzymamy:

$$\sigma = \varepsilon^{\frac{1}{m}} E = \left(\frac{y}{\varrho} \right)^{\frac{1}{m}} E = \frac{M_{by}}{K}$$

$$\frac{1}{\varrho^{\frac{1}{m}}} = \frac{M_{by}{}^{m+1}}{K}$$

$$\frac{1}{\varrho} = \left[\frac{M_{by}{}^{m+1}}{K} \right]^m.$$

Opierając się na geometrycznym związku między promieniem krzywizny a pochodną funkcji można (dla niezbyt wielkich zgięć) przyjąć, że $\frac{1}{\varrho} = \frac{d^2 y}{dx^2}$.

Z tego wzoru otrzymujemy równanie różniczkowego zgięcia pod założeniem prawa Bacha-Baumana w następującej postaci:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \left[\frac{M_{by}{}^{m+1}}{K} \right]^m = \frac{M_b{}^m y^{m(m+1)}}{K^m},$$

gdzie jeżeli m jest stałą K^m jest stałą zależną jedynie od przekroju.

Całkowanie tego równania w praktyce można wykonać bez specjalnych matematycznych trudności. Także można użyć dla tego rozwiązania graficznej metody Mohra, jeżeli wzór Mohra uogólnimy wnastępującej postaci:

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{d\delta}{dz}, \text{ a stąd } d\delta = \left[\frac{M_b{}^m y^{m(m+1)}}{K^m} \right] dz$$

Różnica między tym równaniem a tak zw. „elastycznym ciężarem" (Elastisches Gewicht) Mohra polega na tym, że na miejscu y u Mohra występuje tutaj $y^{m(m+1)}$, zaś zamiast momentu bezwładności I. K^m.

Jeżeli rozwiniemy szereg potęgowych $y^{m(m+1)}$ i K^m opuszczając wyrazy wyższego rzędu, otrzymamy stąd nowe równanie Mohra na odkształcenie.

Z równania różniczkowego linii elastycznej można jak wiadomo otrzymać przez pierwsze całkowanie styczną, przez drugie zaś obsunięcie (Einsenkung). Jesteśmy więc w stanie otrzymać obok trzech warunków równowagi dostateczną ilość równań na obliczenie wielkości statycznie niewyznaczalnych. Te ostatnie można też jak wiadomo obliczyć przy pomocy równań na pracę. Ponieważ między składowymi odkształcenia i naprężenia niema już związku, problem całkowania równania na prasę przy odkształceniu staje się zupełnie prosty. Jeżeli dla uproszczenia zaniedbamy naprężenia ścinające i przyjmiemy, że siły zwnętrzne zlewają się z główną osią bezwładności, i że prawo superpozycji także tutaj się stosuje (czemu oczywiście możnaby wiele zarzucić), otrzyma $\sigma_x = \frac{N_x}{F} + \frac{M_y}{K} \cdot e$, opuszczając siły osiowe zostaje $\frac{M_y}{K} \cdot e$, gdzie:

$$K = \int_0^{e_1} \eta^{1+\frac{1}{m}} df + \frac{1}{e^{m-1}} \int \eta^{1+\frac{1}{m}} df,$$

a więc praca przy odkształceniu

$$\int K \sigma_x \varepsilon_x dv = \int K \frac{M_y}{K} y \cdot \frac{M_y{}^m}{K^m} \cdot \frac{y^m}{E} \cdot dv,$$

gdzie K przy prawie Hooké'a = $^1/_2$, ponieważ jednak $dv = dx \,.\, dF$, więc praca przy odkształceniu na element objętościowy będzie:

$$dA = \frac{1}{E} \int K \frac{M_y{}^{m+1}}{K^{m+1}} y^{m+1},$$

$$dx \cdot dF = \frac{K}{E} \cdot \frac{M^{m+1}}{K^{m+1}} dx \underbrace{\int_{e_1}^{e_2} y^{m+1} dF}_{T}$$

stąd:

$$dA = K \frac{M^{m+1}\, T}{K^{m+1}\, E} dx,$$

praca całkowita:

$$A=\frac{K}{E}\int\frac{M^{m+1}\,T}{K^{m+1}}\,d\,x.$$

W wypadku, gdy $m=1$ będzie:

$$\frac{T}{K^{m+1}}=\frac{1}{I},\ \text{a}\ K=\tfrac{1}{2},$$

stąd:

$$A=\int\frac{M^2}{E\,I}\,d\,x.$$

Przez co udowodniono, że zasada minimum pracy przy odkształceniu pozostaje słuszna dla dowolnego prawa elastyczności. Przez to jesteśmy w stanie obliczyć pracę przy odkształceniu przez całkowanie poprzedniej funkcji (albo przez rozwinięcie szereg albo za pomocą metody graficznej przy dowolnych przekrojach. Z pracy przy odkształceniu otrzymuje się wielkości statyczne niewyznaczalne za pomocą znanych metod po zróżniczkowaniu pracy przy odkształceniu przez rozwinięcie algebraiczne równań, oczywiście równania te nie są już liniowe. Także znane równanie Clapeyrona można uogólnić dla tego założenia, a mianowicie przez wyrażenie, że kąt skręcenia stycznej przy podstawie obliczonej z równania na względę 2-ch sąsiednich przęseł, daje tę samą wartość. Kąt skręcenia można wyrazić albo za pomocą całkowania równania linii elastycznej, albo też za pomocą rachunkowej względnie graficznej metody, według uogólnionego twierdzenia Mohra. W tym wypadku otrzymuje się równania, z których w każdym występują po 3 statycznie niewyznaczalne momenty, oczywiście jednak już nie w liniowej zależności. Pozostaje jeszcze objaśnić na praktycznych przykładach, poprzednie rozważanie. Są one jednak z matematycznego punktu widzenia mało interesujące.

Byłoby jednak wskazane porównanie wyników rachunkowych z doświadczeniami na zgięcie, ażeby skontrolować, jak dalece tutaj wyłożona bliższa prawdzie fizykalnej teoria zgadza się z rzeczywistością.

Jeżeli tak jest w istocie, wówczas metoda ta dostarcza nam możliwości pewniejszego i lepszego obliczenia statycznie niewyznaczalnych wielkości w konstrukcjach żelbetowych.

Dr Inż. WACŁAW OLSZAK
(KATOWICE)

Pierścienie i rury o wyrównanych naprężeniach obwodowych

Studium nad usprawnieniem konstrukcji grubościennych.

(Dokończenie).

VI. Przykład liczbowy.

31. Zmienność modułu E_2. Przebrnąwszy szczęśliwie przez wymagające pewnego skupienia rozdziały IV i V, możemy obecnie w kilku pociągnięciach na konkretnym przykładzie liczbowym naszkicować kolejność koniecznych kroków przy projektowaniu ustrojów ulepszonych, przy czym ograniczymy się, bez szkody dla jasności tego przedstawienia, do przewodu grubościennego, stojącego pod samym tylko ciśnieniem wewnętrznym p. Dla konstrukcji obciążonych przez nacisk zewnętrzny q tok rachunku będzie całkowicie analogiczny, przy czym zachodzące w nim różnice łatwo można ustalić na podstawie uzyskanych w rozdziałach IV oraz V wyników.

Przyjmiemy w przykładzie obecnym $\Phi''=4\%$. Czy wybór ten uzasadniony jest wskazówką (86) — przy $n=15$ odpowiadałoby to stosunkowi $\nu=\frac{k_z}{k_b}=40$, a więc np. wartościom $k_z=1200\ kg/cm^2$ oraz $k_b=30\ kg/cm^2$, z których ostatnia wydaje się raczej za dużą —, czy też może podyktowany jest przez inne względy, będzie rzeczą uboczną.

Przyjmijmy dalej, że przepisane ciśnienie hydrostatyczne p wymaga pewnych wymiarów absolutnych przekroju pierścieniowego a'' oraz b'', których jednak wzajemny tylko stosunek będzie nas interesował. Niech wyniesie on obecnie $\alpha''=0{,}6$, przez co ustalona jest równocześnie grubość ścianki na $\delta''=0{,}4$, czyli $d''=0{,}4\,b''$.

Z ogólniejszego wzoru (87 a) lub też ze szczegółowego (87 b) — z ostatniego jednak tylko wtedy, gdy zbrojenie Φ'' ustalono w zgodzie z wymaganiem (86) — otrzymujemy

$$A=-0{,}359\,\varrho_0+\ln\varrho_0.$$

Stosując uproszczenie (73) mamy w rezultacie

$$A=-0{,}510,$$

a stąd funkcja λ'' z równania (88)

$$\lambda''=\frac{\varrho}{-0{,}510+\varrho-\ln\varrho}.$$

Wartość jej dla zmiennych ϱ obliczona jest w tabeli VII, zaś ryc. 12 przedstawia przebieg funkcji tej, decydującej o przyroście modułu $E_2=E_b\,\lambda''$, w sposób wykreślny.

Przykład niniejszy tak został wybrany, że na brzegu wewnętrznym moduł E_2 obniża się akurat do dolnej granicznej swej wartości E_b:

$$E_2\Big|_{\varrho=\alpha''}=E_b.$$

Przyjęcie (73) powoduje, że moduł E_2 w środku grubości ścianki musi wynosić

$$E_2\Big|_{\varrho=\frac{1+\alpha''}{2}}=E_{śr}=$$

$$=E_b\left[1+(n-1)\frac{\Phi''}{100}\right]=1{,}56\,E_b,$$

co potwierdza zestawienie liczbowe VII. Z ryc. 9 i 12 wynika, że nieścisłość przyjęcia (73) określa się wielkością różnicy dwu w przybliżeniu trójkątnych skrawków powierzchni, zawartych między prostą $E_{śr}$ a krzywą E_2. Krzywą E_2, jak wynika to z warunku (70), należałoby ulokować w układzie tym tak, by skrawki te między sobą ściśle się zrównały. Na skutek tego krzywa E_2 obniżyłaby się lekko, przez co jednak wartości E_2 powiększyłyby się tylko bardzo nieznacznie. Widzimy stąd, że mieliśmy słuszność w punkcie V/27, twierdząc, iż błąd wynikający z przyjęcia (73) jest bardzo niewielki, a to tym bardziej, że obecnie rozpatrujemy ów przypadek graniczny ($\alpha''=0{,}6$) dla którego (przy $\Phi''=4\,\%$) jest on w ogóle największy. Przy wszystkich innych konstrukcjach ulepszonych, które — jak wynika to z ryc. 11 — rzadko tylko będą się charakteryzować ściankami grubszymi od $\delta''=0{,}4$, drobna nieścisłość ta zatrze się jeszcze bardziej.

Tabela VII.

ϱ	λ''	$\varphi''\%$
0,6	1,00	0,0
0,7	1,28	2,0
0,8	1,56	4,0
0,9	1,81	5,8
1,0	2,04	7,4

Tak przedstawiałoby się idealne rozwiązanie (40), zilustrowane na konkretnym przykładzie. W praktyce nie będziemy jednak skłonni do ścisłego respektowania finezji prawa ujętego w postaci (64), względnie, jak w naszym obecnym przypadku $q=0$, w formie (88), zwłaszcza że nie odbiega ono — jak wynika to z ryc. 12 — prawie w ogóle od uproszczonego przyjęcia prostoliniowej zmiany modułu E_2.

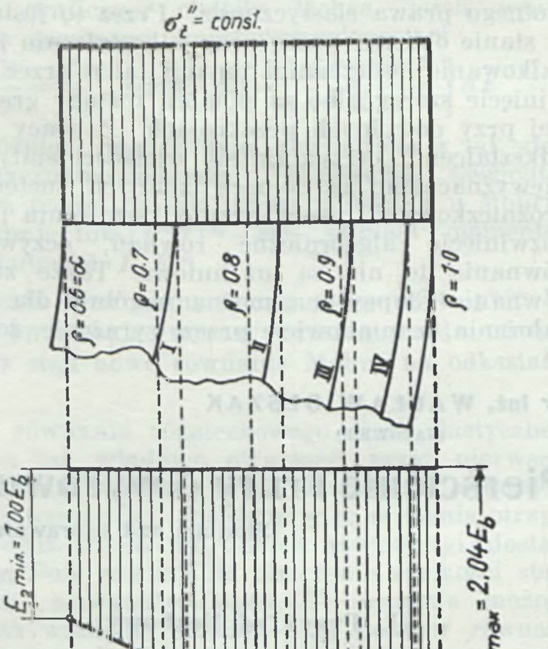
Ułatwimy więc sobie, bez szkody dla efektu końcowego, zadanie nasze w sposób jak najprostszy: krzywą E_2 zastąpimy wykresem prostoliniowym. Chcąc urządzić się wygodnie, wykreślimy wpierw prostą $E_b=$const., następnie w osi przekroju naniesiemy graficznie

$$E_{śr}=E_b\left[1+(n-1)\frac{\Phi''}{100}\right],$$

zaś z funkcji λ'' obliczymy tylko wartość jej dla brzegu wewnętrznego, $\varrho=\alpha''$, oraz — dla ewentualnej kontroli — dla brzegu zewnętrznego, $\varrho=1$, łącząc trzy powstałe w ten sposób punkty przez wspólną prostą, ewentualnie ciąg dwu załamanych w osi przekroju linij prostych (na ryc. 12 proste te zlewają się prawie zupełnie z kresko-kropkowaną krzywą E_2).

32. Rozkład zbrojenia φ''. Ponieważ rozkład ten podyktowany jest — jak wynika to z równania (68) — z pominięciem pewnego stałego mnożnika funkcją $(\lambda''-1)$, pole zawarte między prostą E_b a krzywą E_2, względnie prostoliniowym zastępczym ciągiem łamanym, uzyskanym na opisany właśnie w poprzednim punkcie VI/31 sposób, będzie czynnikiem decydującym o rozkładzie wkładek stalowych w przekroju.

Na tej podstawie bardzo już łatwo będziemy mogli rozmieścić należycie zbrojenie pierścieniowe. Dobierając pewną ilość k wkładek (w przykładzie naszym $k=4$, por. ryc. 12), dzielimy powierzchnię tę na k równych części, a wkładki same rozlokujemy tak, by pokrywały się z punktami ciężkości danych pól podziału. Sposób podobny znany nam jest zresztą aż nadto dobrze z codziennej naszej praktyki projektowania belek żelbetowych, wzmocnionych odgiętymi należycie wkładkami, mającymi na celu przejęcie sił tnących. Ich rozkład uskuteczniamy wykreślnie na sposób zupełnie analogiczny z wykresu sił poprzecznych, względnie naprężeń ścinających.



Ryc. 12 *).
Konkretny przykład.

Będzie przy tym rzeczą korzystną zdecydować się na większą ilość drutów cienkich, niż na mniejszą grubszych, a to w tym celu, by uzyskać lepsze współdziałanie zbrojenia z betonem. W naszym obecnym przykładzie punkt ciężkości wkładek leżał będzie (mniej więcej) w odległości $^2/_3\, d''$ od wewnętrznej krawędzi przekroju pierścieniowego.

*) Na rycinie tej opuszczono przez przeoczenie nanieść dwie linie poziome: E_b oraz $E_{śr}$. Biegną one przez dwa punkty uwidocznione na krzywej E_2: lewobrzeżny ($E_{2\,min}=1{,}00\,E_b$) oraz środkowy, podobnie zresztą, jak na ryc. 9. Obydwie te proste są wprawdzie bez większego znaczenia, pożądanym jest jednak ich dodatkowe naniesienie dla lepszego zrozumienia tekstu, w którym o nich mowa.

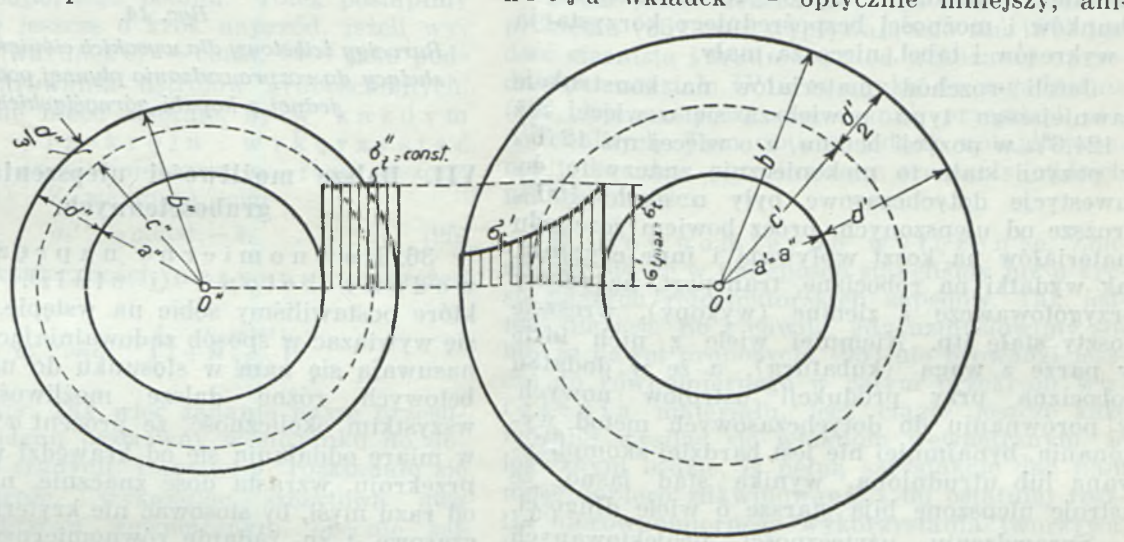
Możnaby teraz jeszcze, w celu kontroli, sprawdzić ex post rozkład naprężeń σ_t'' przy uwzględnieniu (ewentualnie) prostoliniowej zmienności modułu E_2. Spodziewać się wolno, że odchyłki od założenia $\sigma_t''=$const. (40) będą tak nieznaczne, iż cel nasz zamierzony uważać możemy za całkowicie osiągnięty.

33. O s z c z ę d n o ś ć w w y m i a r a c h i n a k u b a t u r z e. Przystępując do porównania w powyższy sposób zaprojektowanej konstrukcji ulepszonej z ustrojem dawniejszego typu, stwierdzić nam trzeba, że ze względu na to, iż obecnie na brzegu wewnętrznym udział zbrojenia redukuje się przypadkowo do $\varphi''|_{\varrho=\alpha''}=0$, powstać mógłby spór o to, czy w celach porównawczych rozpatrzeć należy konstrukcję starszego typu o takiej samej na brzegu wewnętrznym wartości naprężenia b e t o n u czy też (średniej) z e s p o ł u żelbetowego. Słusznym będzie ostatnie jako harmonizujące z podstawowym naszym założeniem o stałości („idealnych") naprężeń σ_t'' zespołu.

Z ryc. 3 i 4 oraz z tabeli II odczytujemy, że dla $\alpha''=0{,}6$, czyli $\delta''=0{,}4$, wynosić muszą $\alpha'=0{,}446$, czyli $\delta'=0{,}554$, natomiast ryc. 5 oraz tabela III pouczają nas, że grubość ścianki równowartej konstrukcji izotropowej musi być $d'=1{,}865\,d$, co oznacza przyrost o 86,5%, podczas gdy kubatura na jednostkę długości, decydująca o wadze i koszcie zwiększy się, jak wynika to z ryc. 6 oraz tabeli IV, o 124,6%. Przekroje równowarte uwidoczniono w poprawnej podziałce na ryc. 13.

W rzeczywistości różnice te, jak objaśniliśmy to już powyżej, będą większe jeszcze ze względu na ortotropię spowodowaną zbrojeniem; zamiast linij pełnych z ryc. 3 do 6, należałoby uwzględnić kreskowane.

34. O s z c z ę d n o ś c i w z b r o j e n i u będą niewątpliwe, choć już nie tak znaczne, jak oszczędność na kubaturze betonu. Uzyskujemy je, mimo iż procent Φ zbrojenia ustroju dawniejszego typu będzie — przy r ó w n y m p r z e k r o j u wkładek — optycznie mniejszy, ani-



Ryc. 13.
Przekroje statycznie równowarte.

By nie musieć szukać wymiarów (26) równomiernie zbrojonej, a więc o r t o t r o p o w e j konstrukcji statycznie równowartej — co nie byłoby wprawdzie rzeczą trudną, wymagałoby jednak uprzedniego wydedukowania procentu zbrojenia Φ ze znanego Φ'' (o czym zaraz poniżej) —, zdecydujemy się obecnie na pewne uproszczenie, równoznaczne z pewnego rodzaju koncesją, która będzie powodem, że w porównaniu tym straci nieco nasza ulepszona zreformowana konstrukcja na rzecz starszych, dotychczas stosowanych. Jesteśmy jednak tak pewni jej przewagi, że możemy sobie na ustępstwo to pozwolić. Polegać będzie ono na tym, że skorzystamy bezpośrednio z gotowych tabel II do IV, względnie rys. 3 do 6, dopuszczając do porównania statycznie równowartą konstrukcję i z o t r o p o w ą o korzystniejszym zachowaniu się od ortotropowych. Uprości nam to rachunek — a ponadto zaoszczędzimy sobie wszelkich ewentualnych zarzutów jednostronności w ocenie walorów proponowanej reformy.

żeli w ustroju usprawnionym. Wynika to stąd, że tam konieczna jest dużo większa grubość konstrukcyjna d, a więc i większa powierzchnia betonu, tak że obniży się stosunek procentowy danego bezwzględnego przekroju żelaza zbrojeniowego do powierzchni zespołu. Wynika to zresztą jasno ze wzoru (84), w którym samo już wyrażenie ułamkowe, przez obecność mniejszej zawsze od jedności charakterystyki η w mianowniku, mniejsze być zawsze musi od wartości (86), co potęguje się jeszcze w dalszej mierze przez wpływ charakterystyki tej, jako mnożnika, na całość (84).

To też przyrównywać musimy nie ilości procentowe, lecz wartości bezwzględne zbrojenia. Zakładając, że będą one w obydwu wypadkach równe, $F_z=F_z''$, i uwzględniając, że punkt ciężkości zbrojenia w konstrukcji dawniejszego typu leży w połowie grubości ścianki d (rozkład wkładek równomierny), natomiast w zreformowanej według niniejszego przykładu w odległości $^2/_3\,d''$ od brzegu wewnętrznego (rozkład trójkątny z ryc. 12), uzyskujemy, mimo wszystko, w ustroju ulepszonym niedużą oszczędność o tyle, że przy równych średnicach wewnętrznych rurociągów, $a=a''$, odległość c'' punktu ciężkości zbrojenia F_z'' od środka O'' przekroju jest mniejsza, aniżeli odległość c punktu ciężkości zbrojenia F_z, a to na skutek znacznie mniejszego wymiaru d'' aniżeli d (por. ryc. 13).

Wskutek tego średnia średnica pierścieni zbrojeniowych F_z będzie większa od analogicznej średniej średnicy dla F_z'', przez co zwiększa się w prostym stosunku obwód, a tym samym ogólna długość i waga żelaza. Różnica ta wynosi

$$r_3 = 100\frac{2c-2c''}{2c''} = 100\frac{(a+{}^1/_2\,d)-(a''+{}^2/_3\,d'')}{a''+{}^2/_3\,d''} =$$

$$= 100\frac{(a''+{}^1/_2\,.\,1{,}865\,d'')-(a''+{}^2/_3\,d'')}{a''+{}^2/_3\,d''} = 12{,}3^0/_0.$$

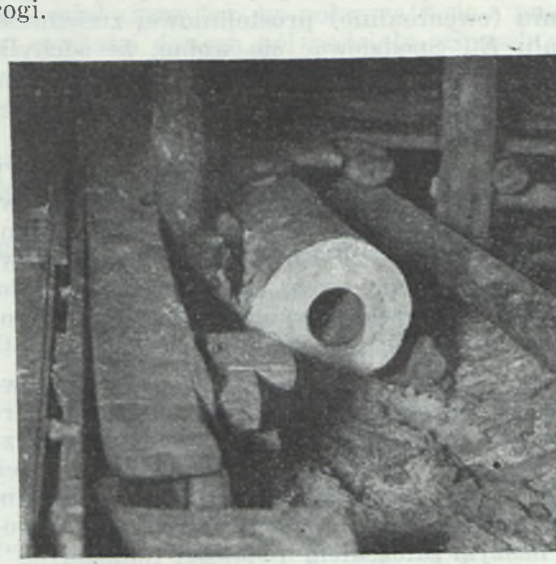
W rzeczywistości różnica ta wzrośnie jeszcze nieco, gdyż wymiar d przyjęto, jak to już parokrotnie zaznaczono, dla zaoszczędzenia sobie rachunków i możności bezpośredniego korzystania z wykresów i tabel, nieco za mały.

Jeżeli rozchód materiałów na konstrukcje dawniejszego typu powiększa się o więcej niż o 124,6% w pozycji betonu, a o więcej niż 12,3% w pozycji stali, to niekoniecznie znaczy to, by inwestycje dotychczasowe były o około 100% droższe od ulepszonych, prócz bowiem rozchodu materiałów na koszt wpływają i inne czynniki, jak wydatki na robociznę, transport, na roboty przygotowawcze i ziemne (wykopy), wreszcie koszty stałe itp. Niemniej wiele z nich idzie w parze z wagą (kubaturą), a że w dodatku robocizna przy produkcji ustrojów nowych, w porównaniu do dotychczasowych metod wykonania, bynajmniej nie jest bardziej skomplikowana lub utrudniona, wynika stąd jasno, że ustroje ulepszone biją starsze o wiele długości.

Sprawdzeniu użyteczności projektowanych zmian i inowacyj pod względem ekonomicznym poświęciliśmy z rozmysłem nieco więcej uwagi, a to dlatego, że jasną jest rzeczą, iż tylko wtedy, gdy próba odnośna wypadnie bezwzględnie korzystnie i przekonywująco, reforma będzie mogła liczyć na zainteresowanie praktyków.

35. G e n e z a p r a c y. Wybrany przykład traktował, jak widzieliśmy, rurociąg wybitnie grubościenny. Obraliśmy go jednak dlatego, gdyż dobrze zilustrował on nasze zagadnienie, a poza tym i dlatego, że grubsze jeszcze wymiary nierzadko spotkać można w praktyce. Wskazać wystarczy na opisane przez autora (por. *WO 8*) rury żelbetowe, stosowane w górniczym ruchu podsadzkowym, gdzie często zdarza się, że przy prześwicie 12 do 18 *cm*, średnica zewnętrzna rurociągu dochodzi do 50 *cm*; δ wzrasta wtedy nawet do wartości 0,75 (α=0,25).

Nawiasem mówiąc, te właśnie konstrukcje, zlecane autorowi do projektowania i wykonywania, a cechujące się tak wybitną grubościennością (por. ryc. 14), a na skutek tego i niezwykłym marnotrawstwem materiału, naprowadziły go na pomysł ich ulepszenia i stały się w ten sposób pierwszym bodźcem w tym kierunku, by zerwać z dotychczasową tradycją i wkroczyć na nowe drogi.



Ryc. 14.

Rurociąg żelbetowy dla wysokich ciśnień (25 atm.), służący do rozprowadzania płynnej podsadzki na jednej z kopalń górnośląskich.

VII. Dalsze możliwości ulepszenia ustrojów grubościennych.

36. R ó w n o m i e r n e n a p r ę ż e n i e o b w o d o w e b e t o n u (i s t a l i). Z zadania, które postawiliśmy sobie na wstępie, zdołaliśmy się wywiązać w sposób zadowalniający. Niemniej nasuwają się nam w stosunku do ustrojów żelbetowych różne dalsze możliwości. Przede wszystkim okoliczność, że procent φ'' zbrojenia, w miarę oddalania się od krawędzi wewnętrznej przekroju, wzrasta dość znacznie, nasuwa nam od razu myśl, by stosować nie kryterium dotychczasowe, t. zn. żądanie równomiernego rozkładu („idealnych") naprężeń obwodowych z e s p o ł u, σ_t''=const. (40), wywodzących się ze współdziałania betonu i stali, lecz by dopuścić pewien przyrost tych naprężeń. Im mocniejsze zbrojenie, tym większe naprężenie dopuszczalne k zespołu.

Jest to rzeczą zupełnie zrozumiałą, boć siła (wypadkowa) w, przenosząca się na jednostkę powierzchni, powstaje ze zsumowania udziału we współpracy betonu i stali

$$w=\sigma_t''=\sigma_b''+\frac{\varphi''}{100}\sigma_z''=\sigma_b''\left(1+n\frac{\varphi''}{100}\right). \quad (94)$$

A choć $w=\sigma_t=\sigma_t''$ pozostaje wielkością stałą i niezależną od r — taki bowiem był sens zasadniczego naszego żądania (40) —, to jednak udział w nim betonu i wkładek stalowych nie jest ustalony pewną niezmienną proporcją, lecz zmienny z wariacją mocy zbrojenia φ''. Udział betonu ze wzrastającym procentem wzmocnienia φ'' maleje, co oznacza, że naprężenia w betonie wzdłuż krawędzi wewnętrznej będzie większe aniżeli w partiach odleglejszych przekroju, podczas gdy — przeciwnie — udział wkładek stalowych w przenoszeniu sił wewnętrznych ubytek ten będzie nadrabiał, a więc z oddaleniem r wzrastał, choć samo naprężenie w poszczególnych elementach stalowych, jako bezpośrednio proporcjonalne do naprężenia betonu ($\sigma_z''=n\sigma_b''$), będzie również zlekka malało. Że mimo wszystko średnie („idealne") naprężenie obwodowe (=siła, przypadająca w kierunku obwodowym na jednostkę powierzchni, usytuowaną radialnie) pozostaje wielkością stałą σ_t'', pochodzi z zagęszczenia wkładek ku brzegowi zewnętrznemu, a zatem ze stopniowego mnożenia tych elementów, które, jako n razy skuteczniejsze od betonu, nadrabiają obecnie zwiększoną swą gęstością wspomniany ubytek naprężeniowy, tak że w sumie wypada ostateczne średnie naprężenie zespołu jako wielkość stała i niezmienna, $w=\sigma_t''=\sigma_t''=\text{const.}$

O wymiarach konstrukcji decyduje tym czasem nie zapotrzebowanie stali, skupiającej się w małym, ale skutecznie pracującym przekroju, lecz mniej odpornego betonu. Toteż postąpimy bezwzględnie jeszcze o krok naprzód, jeżeli wysuniemy nie warunek $\sigma_t''=\text{const.}$ (40) jako podstawę wymiarowania ustrojów grubościennych, lecz odmienne nieco żądanie, by w k a ż d y m p u n k c i e p r z e k r o j u w y k o r z y s t a ć p r a c ę b e t o n u (mierzoną, na razie jeszcze, naprężeniem). Z warunku tego

$$\sigma_b'''=\text{const.}=k_b \quad . \quad . \quad . \quad (95)$$

wynika z konieczności p r z y r o s t naprężeń obwodowych

$$\sigma_t'''=\sigma_b'''\left(1+n\frac{\varphi'''}{100}\right)$$

z odległością r. Tak więc żądanie nasze przesuwa się na biegun przeciwny w stosunku do dotychczasowej tradycji: Dawniej σ_t rozkładało się nierównomiernie, wykazując szczytową swą wartość na brzegu wewnętrznym, obecnie zaś przechodzimy do odwrócenia zwrotu tej nierównomierności,przenosząc maximum σ_t''' na brzeg zewnętrzny. Podczas gdy jednak dawniej nierównomierność ta kosztowała nas drogo, bo pożerała nadmierną ilość tworzywa konstrukcyjnego — ogromna jego większość była bowiem statycznie bezużyteczną —, obecnie pozorna ta nierównomierność ma na celu dalszą, wzmożoną ekonomię w kształtowaniu grubościennych konstrukcyj, przez doskonalsze jeszcze, racjonalniej równomierne wykorzystanie tegoż tworzywa.

Różnica zaś w porównaniu do ulepszonych a już przedyskutowanych konstrukcyj będzie natomiast ta, że podczas gdy uprzednio naprężenie obwodowe σ_t'' z e s p o ł u żelbetowego było s t a ł e — przy malejącym σ_b'' betonu i σ_z'' stali —, obecnie przechodzimy do s t a ł e g o σ_b''' b e t o n u i σ_z''' s t a l i — przy rosnącym σ_t''' zespołu.

Przy tym wszystko to dzieje się — co warto podkreślić — w zupełnej zgodzie z obowiązującymi przepisami, tak że np. policja budowlana nie może podnosić zarzutów przeciwko tego rodzaju postępowaniu. Tym mniej nie uczyni tego, oczywiście, właściciel budowy lub jej kierownik.

Ujmując wymagania w ten sposób sformułowane w postaci matematycznej, napiszemy

$$\sigma_t'''=k_b\left[1+n\frac{\varphi'''}{100}\right]=k_b\frac{1}{n-1}\left[n\frac{E_2}{E_1}-1\right], \quad (96)$$

po czym, łącząc wzór ten z warunkiem równowagi (39) oraz z zależnościami (46) względnie (60), będziemy mogli, przy równoczesnym uwzględnieniu przepisów brzegowych (42), znaleźć prawo λ''' decydujące o obecnie aktualnych cechach sprężystych ustroju, t. zn. o wymaganym w miarę wzrostu r przyroście modułu Younga E_2 w kierunku obwodowym według zależności

$$E_2=E_b\lambda''' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (97)$$

Przyrost ten uskutecznimy przez zagęszczenie zbrojenia według progresji

$$\varphi'''=\frac{100}{n-1}(\lambda'''-1). \quad . \quad . \quad . \quad (98)$$

Dodać jednak trzeba, że droga do rozwiązania problemu (96) oraz wypływającego zeń (97) jest dość ciernista i trudniejsza od wskazanej uprzednio w rozdziale IV w stosunku do zagadnienia (40). Nie nastręcza ona jednak przeszkód niepokonalnych. Tym czasem jednak notujemy samą tylko ideę, pozostawiając szczegóły oddzielnej wiadomości.

37. R ó w n o m i e r n e w y t ę ż e n i e. Zdawałoby się, że w ten sposób stanęliśmy już u kresu naszych reformatorskich zapędów. Tak jednak nie jest. Bo z chwilą, gdy uzmysłowimy sobie, że nawet propozycja (95) nie prowadzi jeszcze do równomiernego w całym przekroju w y t ę ż e n i a materiału, lecz ciągle jeszcze każe mocniej wysilać się włóknom wewnętrznym, to logicznym będzie, iż pełną satysfakcję dać nam może dopiero zlikwidowanie i tej ostatniej resztki nierównomiernego wykorzystania tworzywa, tym bardziej, że uzyskamy przez to przypuszczalnie dalsze korzyści ekonomiczne.

Że w pracy niniejszej rozpatrywaliśmy dotychczas tylko rozwiązanie teoretyczne i praktyczne interesującego nas zagadnienia od strony w y r ó w n a n y c h n a p r ę ż e ń, a ze szkodą dla postulatu r ó w n o m i e r n o ś c i w y t ę ż e n i a, pochodzi stąd, iż na ogół wszelkie oficjalne przepisy wymagają ciągle jeszcze wymiarowania konstrukcyj według największych dopuszczalnych naprężeń, tak że i w praktyce inżynierskiej oraz konstruktorskiej faworyzuje się ten właśnie sposób oceny wytrzymałości budowli.

Wzmożone ciągle jeszcze w partii wewnętrznej wytężenie, co dotyczy zwłaszcza betonu, pochodzi stąd, że, mimo iż wszystkie jego włókna w myśl ostatniego założenia (95) są obecnie już obwodowo równomiernie naprężone, a więc np. przy przewodzie pod wewnętrznym ciśnieniem hydrostatycznym p całkowicie równomiernie rozciągane, to jednak poszczególne elementarne pasy obwodowe przekroju ściskane są radialnie w partiach wewnętrznych dużo mocniej, aniżeli w strefie zewnętrznej, gdyż naprężenie radialne

σ_r''' przechodzi — przy wspomnianym wewnętrznym rozporze hydrostatycznym p — wszystkie wartości od $(-p)$ na brzegu wewnętrznym do zera na brzegu zewnętrznym (według pewnego nie interesującego nas zresztą bliżej prawa), przy czym — przy ustrojach cylindrycznych — i zmienne od punktu do punktu naprężenie w kierunku podłużnym σ_z''' odgrywać będzie pewną rolę.

Jest rzeczą jasną, że wytężenie to będzie już bez porównania bardziej równomiernym, aniżeli w przypadku izotropii, względnie biegunowej lub cylindrycznej ortotropii badanych ustrojów, t. zn. że krzywą σ_{red} z ryc. 1 przez nasze zabiegi potrafiliśmy już stłoczyć do pozycji bez porównania łagodniejszej. Mimo to spodziewać się można, że przez warunek

$$\sigma_{red}'''' = \text{const.} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (99)$$

udałoby nam się w dalszym ciągu uzyskać pewne dodatkowe oszczędności w rozchodzie cementu i kruszywa, a pośrednio może i stali (na zasadzie podobnej, którą poznaliśmy w punkcie VI/34).

Zaznaczyć przy tym wypada, że i tu możnaby znów, podobnie jak możliwość ta zaznaczyła się już uprzednio, rozpatrywać nowe to zagadnienie bądź od strony równomiernego wytężenia zespołu „beton - stal“, bądź też każdego z tych dwu składników oddzielnie.

Dodać wypada, że dwoistość ta jest do pewnego stopnia niezadawalniająca, — konieczna jednak, gdy zagadnienia naszego nie zechcemy nadmiernie komplikować. Dotychczasowe bowiem rozważania nasze mają tę dużą zaletę, że mogliśmy je utrzymać w ramach wywodów elementarnych. Zawdzięczamy to sprowadzeniu nasuwających się zadań do „problemu płaskiego“ teorii sprężystości.

Gdybyśmy chcieli wyeliminować płynące stąd, a do pewnego stopnia krępujące definicje, w szczególności wzajemne przeciwstawianie sobie betonu i stali (jak jest w rzeczywistości) a wypadkowego, jednorodnie pomyślanego tworzywa zespołu żelbetowego (którym operujemy w rachunku), — to musielibyśmy wkroczyć na drogę bez porównania trudniejszą i żmudniejszą, polegającą na ujęciu zagadnień nas interesujących jako problemów przestrzennych, w danym wypadku kołowo - symetrycznych. Moglibyśmy to uczynić np. na sposób podobny, w jaki Dr Inż. A. Freudenthal potraktował uzwojone słupy żelbetowe [26]), zdajemy sobie jednak sprawę z faktu, że zagadnienia obecnie przez nas rozpatrywane postawiłyby nas przed zadaniem nierównie trudniejszym, aniżeli to, którego się podjął wspomniany autor. Toteż właśnie dotychczasowa prostota, choć nosi ona w sobie zarodek dość daleko idącego uproszczenia i wynikającej stąd pewnej przeciętności wyników — przeciętności rozumianej w ten sposób, że dochodzimy do ujęcia nas interesujących zjawisk jako pewnych średnich, przeciętnych wartości, słusznych w odniesieniu do uproszczonego schematu jednorodnie pracującego zespołu żelbetowego — jest zaletą tak poważną, że usprawiedliwia ona płynące z niej pewne nieścisłości. Zresztą cała prawie teoria żelbetu, która z natury rzeczy cechować się musi, o ile w ogóle spełniać ma praktyczne swe zadanie, dużą prostotą i nieskomplikowaną budową, choćby nawet dziać to się miało poniekąd kosztem dokładności uzyskiwanych na takiej podstawie wyników, przetkana i przesiąknięta jest na wskróś — w obecnej swej postaci — podobnymi i nieraz grubszymi jeszcze założeniami, tak że wspomniane uproszczenie nasze w tych ramach i na tym właśnie tle nie może uchodzić za zbyt rubaszne i prymitywne.

38. Hipotezy wytężenia. Wracając do konstrukcyj ulepszonych w ten sposób, by wytężenie ich było całkowicie równomierne, t. zn. niezależne od zmiennej r, wypada nam co prawda zaznaczyć, że w takim wypadku policja budowlana mogłaby już naszej reformy nie uznać za zgodną z przepisami, gdyż kryterium wytężenia materiałów, wypierane przez konkurencję oceny jego zagrożenia według występujących w nim naprężeń, nie znalazło jeszcze, jak wspomnieliśmy już wyżej, drogi do przepisów oficjalnych.

Niemniej ważną jest jednak rzeczą, by, mimo przepisami tymi wymaganego liczenia sposobem największych naprężeń, wyemancypować się wreszcie od dotychczasowych, a wynikających stąd błędnych zapatrywań i strząść z siebie tego rodzaju szkodliwe przeżytki, jak przeciwstawianie sobie „wytrzymałości podłużnej“ i „wytrzymałości poprzecznej“, które to określenia przez długi czas spotykało się w literaturze technicznej i wojskowej (w ostatniej przy badaniu wytrzymałości luf działowych), a które siały i dziś nawet jeszcze sieją zamęt przy ocenie bezpieczeństwa ustrojów grubościennych. Stan taki jest prostą konsekwencją bezkrytycznej ekstrapolacji metody „dopuszczalnych naprężeń“ na ocenę stanu bezpieczeństwa budowli.

Tym czasem wytężenie, przy ogólnym, trójwymiarowym (przestrzennym), a podobnie i przy dwuwymiarowym (płaskim) stanie napięcia, nie mierzy się ani największym wydłużeniem, ani też największym naprężeniem w pewnym poszczególnym kierunku, lecz jest funkcją wszystkich składowych tego stanu napięcia, względnie odkształcenia w danym punkcie. Oczywiście zdarzyć się może w niektórych wypadkach, że pewne największe naprężenie mieć będzie wpływ bezpośrednio niemal decydujący o stopniu wytężenia materiału. Zależeć to jednak będzie od stosunku jego do reszty składowych stanu napięcia.

Rzecz jasna, że chcąc zagadnienie rozpatrzeć w płaszczyźnie wytężenia badanych konstrukcyj zdecydować nam się wypadnie na wybór jednej z nowoczesnych hipotez wytrzymałościowych. Pomijając niektóre hipotezy starsze, jako posiadające dziś już raczej historyczne tylko znaczenie, mamy do wyboru przede wszystkim albo hipotezę Coulomba [określaną czasem jako hipotezę Guesta (1900),

[26]) A. Freudenthal. Verbundstützen für hohe Lasten. Berlin 1933.

albo też, jak szczególnie w krajach języka niemieckiego, hipotezę Mohra (1900)], według której decyduje największe w danych warunkach naprężenie styczne, — albo też hipotezę energii odkształcenia postaciowego, która okazała się koncepcją niezwykle płodną i od której wychodzi ogromna większość współczesnych badaczy, szczególnie gdy chodzi o materiały niekruche.

Niestety w ostatnich czasach zdarza się bardzo często, zwłaszcza w piśmiennictwie niemieckim, że autorstwo tej hipotezy przypisuje się całkowicie niesłusznie różnym (skądinąd zasłużonym) badaczom zagranicznym, podczas gdy niespornym jest fakt, że twórcą jej, inicjatorem i ojcem duchowym jest Prof. Dr Inż. M. T. Huber, który już w roku 1904 *(Czasopismo Techniczne)* sformułował ją w prostej i przejrzystej, a zgodnej z wynikami doświadczeń ostatniego ćwierćwiecza postaci. Dopiero w jeden, względnie dwa dziesiątki lat później pewne modyfikacje do myśli podstawowej wprowadzili R. v. Mises (1913), D. P. Haigh (1919), H. Hencky (1924) [27]).

Zależnie od tego, czy pójdziemy za hipotezą Coulomba, czy też Prof. Hubera, napiszemy dla t. zw. naprężenia zredukowanego (porównawczego)

$$\sigma_{red}'''' = \sigma_t'''' - \sigma_r'''' = \text{const.}, \quad . \quad (100)$$

względnie

$$\sigma_{red}'''' = \sqrt{(\sigma_r'''')^2 + (\sigma_t'''')^2 + (\sigma_z'''')^2 - \sigma_r''''\sigma_t'''' - \sigma_t''''\sigma_z'''' - \sigma_z''''\sigma_r''''} = \text{const.}, \quad . \; . \; . \; . \quad (101)$$

z których jedno będzie obecnie musiało zastąpić uprzednio aktualny warunek (40). Warunek (100) można by dodatkowo jeszcze w miarę życzenia udoskonalić przez uwzględnienie w nim równania t. zw. krzywej owijającej (obwiedni) Mohra (franc. „courbe de résistance intrisèque"; niem. „Mohrsche Umhüllungslinie" lub „Einhüllende") z prac badawczych dla betonu w głównych zarysach już ustalonej. Dalszy zaś tok myśli niewiele będzie się różnił od dotychczasowego, zwiększy się jednak dość znacznie nakład pracy rachunkowej.

Nie wdając się w szczegóły tegoż rachunku i rozwiązania zauważymy jedynie, że funkcja λ'''', a więc i krzywa E_2, będzie miała w wypadku tym przebieg jeszcze nieco bardziej stromy, aniżeli charakterystyka λ''', a tym samym i przebieg modułu E_2 dla przypadku równomiernego naprężenia betonu $\sigma_b''' = \text{const.}$ (95), którą znów, ze swej strony, cechuje bardziej stromy przebieg, aniżeli miało to miejsce (64) w przedyskutowanym przypadku równomiernie obwodowo naprężonego zespołu $\sigma_t'' = \text{const.}$ (40).

[27]) Chroniczne to pomijanie nazwiska polskiego uczonego jest tym mniej uzasadnione i zrozumiałe, gdy zważymy okoliczność, iż podstawowe, a każdemu problemami wytrzymałości i teorii sprężystości poważnie zainteresowanemu z całą pewnością znane dzieło A. i L. Föpplów „Drang und Zwang. Eine Festigkeitslehre für Ingenieure" (Monachium—Berlin, 1924 i 1928) odnosi się do hipotezy energii odkształcenia postaciowego z pełnym uznaniem i z całą bezstronnością wymienia Prof. Hubera jako jej autora.

Czy i w jakim stopniu dalsze to ulepszenie będzie w ogóle aktualne, zależeć będzie od następujących rozważań: Jednym z głównych filarów klasycznej teorii sprężystości jest, jak wiadomo, prawo Hookea, orzekające, że między naprężeniami a sprężystymi wydłużeniami (skróceniami) zachodzi bezpośrednia proporcjonalność. — Tym czasem ciała kruche, w ich rzędzie również i beton, wykazują znaczne odchyłki od tego podstawowego założenia, a to w tym sensie, iż odkształcenia wzrastają w tempie wyraźnie szybszym, aniżeli wynikałoby to z liniowego związku Hookea. Stosunek $\frac{\sigma}{\varepsilon}$ dla ciał kruchych nie będzie już zatem wartością stałą, określaną przy pomocy niezmiennego modułu Younga, lecz zależnym on będzie m. i. od samej wielkości σ, tak że i moduł E będzie wielkością zmienną, malejącą wyraźnie ze wzrostem naprężenia.

Kruchy materiał zatem poddany większemu naprężeniu będzie bardziej podatnym aniżeli w stanie mniejszych napięć. Ta zaś właściwość jest niczym innym, jak tylko właśnie naturalną realizacją tego celu, który wytknęliśmy sobie w niniejszej pracy, zdążając do znalezienia takiego ustroju, którego sprężysta podatność byłaby zmienną w ten sposób, by prowadziła do możliwie równomiernego wytężenia tworzywa. Tak więc przyroda w pewnym stopniu ubiega nas sama i ułatwia sobie i nam osiągnięcie zamierzonych celów. Za daleko prowadziłaby obecnie dyskusja na temat, jaki udział w wyrównaniu wytężenia pójdzie na konto naszego zabiegu, a jaki wyniknie ze wspomnianej co dopiero przyrodzonej właściwości materiału, zwłaszcza że uwzględnić przy tym wypadnie częściową nieodwracalność procesów odkształceniowych przy ciałach kruchych, nawet w obrębie całkowitej ich sprężystości.

Dość jednak powiedzieć, że w rzeczywistości materiały kruche wysilają się bezsprzecznie o wiele równomierniej od materiałów posłusznych prawu Hookea.

39. Zakończenie. W pracy niniejszej rozpatrzono wszechstronnie sposób projektowania i wykonywania konstrukcji grubościennych o wyrównanych naprężeniach obwodowych. Pod masażem przytoczonych rozumowań elasto-statycznych straciły masywne te ustroje bardzo wiele z nadmiernej tuszy swego ciężkiego korpusu, a wyniki — o ile wolno nam się tak wyrazić — odtłuszczającej tej kuracji wyrażają się zrzuceniem przykrego balastu nieużytecznego materiału, nieproduktywnej niejako poduszki tłuszczu, prowadząc w konsekwencji do ustrojów zdrowych, muskularnych i smukłych.

Wynikające stąd korzyści inkasujemy w postaci znacznych oszczędności w rozchodzie materiałów konstrukcyjnych, w znacznym zmniejszeniu kosztów ogólnych, a więc w dużym potanieniu inwestycji, przy równocześnie zwiększonym bezpieczeństwie w ten właśnie sposób konstruowanych zespołów; nie tracimy przy tym, co warto podkreślić, nic z dotychczasowej prostoty w ich wykonaniu.

Wywody nasze nie roszczą sobie pretensyj do bezapelacyjnej ścisłości. Niemniej dokładność ich nie odbiega, a może nawet większa jest od stopnia przybliżenia potocznie stosowanych metod w obliczaniu zespołów żelbetowych.

Jeżeli ustroje grubościenne zaprojektowane według niniejszej propozycji zdecydujemy się ponadto jeszcze wykonać w sposób wyborowy, np. sposobem wibrowania, albo, co lepiej jeszcze, jako „béton traité", metodą zalecaną przez znakomitego a pomysłowego badacza i konstruktora francuskiego w dziedzinie żelbetu, Inż. Freyssineta, staniemy przypuszczalnie u kresu osiągalnej, przy obecnym stanie techniki, doskonałości w ich produkcji [28]).

[28]) Opisany w pracy niniejszej sposób wyrobu ulepszonych rur żelbetowych i konstrukcyj pokrewnych (schronów przeciwlotniczych, obudowy górniczej i tunelowej oraz sztolni pod ciśnieniem itd.) jak i ulepszony system wyrobu luf działowych, zgłoszone zostały do patentu. Wszelkich bliższych wskazówek dotyczących praktycznego wykonania udziela biuro autora, Katowice, ul. 3 Maja 33, tel. 330-68, gdzie również uzyskać można licencje wykonawcze.

Przegląd czasopism technicznych

Budownictwo wodne

Przepływ w drenach badał doświadczalnie (w laboratorium) Ehrenberger i otrzymał następujące wzory na prędkość [1]):

$$v = k\,R^{0,58}\,I^{0,54} \quad . \ . \ \text{dla}\ d \geqq 80\,m/m$$
$$v = k'\,R\,I^{0,54} \quad . \ . \ . \ \text{,,}\ \ d \leqq 80 \ \text{,,}$$

k wzgl. k' wynosi:

	rurociągi nowe	używane [2])
$k =$	85	60
$k' =$	430	310

Przepływ w rurach Mannesmann-Dolmine badali doświadczalnie Scimeni i Veronese i podają dla średnic $D = 40-400\ mm$ i długości $6,50\ m$ następujące wzory na prędkość i objętość:

$$v = 105\left(\frac{D}{4}\right)^{0,59} I^{0,55}\ m/sek$$

$$Q = 36,4\ D^{0,59}\ I^{0,55}\ m^3/sek$$

(*Annali dei lavori publici* z. 7/1936).

Dr M. M.

Żelazobeton

Odkształcenie wkładek żelaznych podczas i po wykonaniu żelbetu omawia prof. Sergew w *Transac. of Amer. Society of Civ. Engin.* (t. 99, str. 1343). Autor badał doświadczalnie naprężenia w uzbrojeniu wskutek skurczu betonu. Wywołuje on ciśnienie w żelazie bardzo znaczne. Po 28 dniach powstaje w żelazie naprężenie dla tłustych betonów przewyższające nieco naprężenie dopuszczalne, a dla chudych równe około jednej trzeciej naprężenia dopuszczalnego. Po dwu latach i 4 miesiącach ciśnienie wskutek skurczu dla betonu tłustego podwaja się. Wprawdzie doświadczenia te były nieliczne i wymagają uzupełnienia i potwierdzenia, jednak wskazują na konieczność nowych doświadczeń w tej sprawie i uwzględniania wpływu skurczu przy wyznaczaniu wymiarów.

Dr M. Thullie.

Nekrologia

† **Inż. Dr. Aleksander Pareński.** Dnia 5 lutego 1937 r. zmarł we Lwowie Inż. Dr Aleksander Pietsch - Pareński emerytowany Radca Urzędu Wojewódzkiego, a do końca Swego życia wykładowca w Państw. Szkole Technicznej we Lwowie.

[1]) Przepływ pełnym przekrojem; dreny założone w linii ciśnienia.

[2]) Odpowiada to $k = 70$ dla formuły Strickler'a. (*Wasserwirtschaft und Technik* Nr. 35/36 1936, z 15/XII 1936 r.).

Urodzony 2 września 1883 w Berlinie, szkoły średnie i wyższe studia techniczne ukończył we Lwowie. Doktorat nauk technicznych uzyskał również na Politechnice lwowskiej w roku 1918 na podstawie pracy p. t. „O kopułach żelaznych wiązarowych trójprzegubowych". Ś. p. Inż. Pareński poświęcił się służbie budownictwa państwowego z początku w jej dziale administracyjno - technicznym, a następnie w dziale budownictwa wodnego. Pracował kolejno w biurze hydrograficznym i w biurze konstrukcyjnym dla budowy mostów; był kierownikiem referatu „zbiorników retencyjnych", gdzie w latach 1926—1930 opracował wstępny projekt dla 9 zbiorników w dorzeczu Stryja, Oporu, Świcy, Łomnicy, jakoteż przeprowadził wstępne studia dla projektu zbiorników retencyjnych dla dorzecza górnego Sanu.

* 1883 Inż. Dr ALEKSANDER PAREŃSKI † 1937

Zmarły był członkiem Stowarzyszenia Techników w Warszawie, Polskiego Towarzystwa Matematycznego, Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, jakoteż Niemieckiego Towarzystwa Inżynierów Budowy w Berlinie (Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen). W roku 1925 brał udział, jako delegat b. Ministerstwa Robót Publicznych i z ramienia Komisji Geograficznej Polskiej Akademii Umiejętności, w Kongresie Międzynarodowej Unii Geograficznej w Kairze.

Żywo zajmował się literaturą techniczną i sam stale pracował naukowo ogłaszając tak w polskich jak i niemieckich czasopismach technicznych publikacje z dziedziny statyki, budownictwa wodnego i matematyki stosowanej. Na emeryturę przeszedł w roku 1931. Od r. 1935 był wykładowcą w Państwowej Szkole Technicznej we Lwowie, gdzie jako wychowawca młodzieży zyskał ogólny szacunek. Pracował tam aż do chwili, kiedy przedwczesna śmierć przerwała pasmo jego życia i oderwała od warsztatu pracy pedagogicznej. Wśród grona kolegów i znajomych cieszył się ś. p. Pareński ogólnym uznaniem dla Swej wiedzy fachowej, a dzięki zaletom serca również i szczerą sympatią. Całą działalność Jego cechowała wielka pracowitość i umiłowanie obranego zawodu. Cześć Jego pamięci!

† **Inż. Robert Brosch.** Tarnowski Oddział P. T. P. poniósł w dniu 12 lutego 1937 r. niepowetowaną stratę przez zgon swego wieloletniego prezesa i seniora inżynierów tarnowskich, otaczanego powszechną czcią i poważaniem śp. Inż. Roberta Broscha.

Urodzony w roku powstania styczniowego, odbył studia na Politechnice Lwowskiej, w pierwszych latach jej istnienia. Niezwykle uzdolniony i gruntownie fachowo wykształcony zyskał wnet sławę wybitnego fachowca na całą zachodnią Małopolskę. Jego dziełem jest między innymi trudna budowa urządzeń wodnych dla cukrowni w Żuczce koło Czerniowiec. Punkt ciężkości swej pracy fachowej przerzucił z czasem na dział geodezji i stał się na tym polu autorytetem, zwłaszcza w pracach większych, wymagających głębokiej znajomości podstaw naukowych i ich praktycznego zastosowania.

Ś. p. Inż. Brosch reprezentował typ człowieka o nieugiętym charakterze i cnotach obywatelskich niepospolitych. Prawy i nadzwyczaj uczynny, wszędzie był na posterunku pracy społecznej, gdy wymagała tego ciężka chwila, jak np. inwazja rosyjska w Tarnowie, powódź w r. 1934 i t. p.

Jako wieloletni prezes Komitetu Rodzicielskiego III. Gimnazjum położył wielkie zasługi w zakresie działania tego Komitetu, a wyrazem zyskanego stąd szacunku i uznania był korporatywny udział w pogrzebie grona profesorskiego i młodzieży tego Zakładu naukowego.

Do Polskiego Towarzystwa Politechnicznego przystąpił w roku 1913 a od lat kilkunastu piastował nieprzerwanie godność prezesa Tarnowskiego Oddziału P. T. P.; dzięki swej niespożytej energii, ruchliwości i konsekwentnej pracy rozwinął Oddział ten bardzo mocno i postawił go na wysokim poziomie.

U wszystkich, którzy Go znali i mieli z Nim styczność urzędową, zawodową, czy towarzyską — pozostawił pamięć niezatartą, która zachowaną będzie z czcią największą!

Kronika techniczna

Ważne dla spawalników! Fundacja „The James F. Lincoln Arc Welding Foundation", mająca siedzibę w Cleveland, Ohio (St. Zjednoczone), ogłasza konkurs na prace fachowo-techniczne, do którego stawać mogą: inżynierowie, technicy, a nawet majstrowie pracujący w dziedzinie spawalnictwa łukiem elektrycznym. Całkowita suma nagród wynosi $ 200.000; ilość nagród 446; najwyższa nagroda wynosi nie mniej jak $ 13.700.

Treścią prac ma być zastosowanie spawania łukiem elektrycznym w jakiejkolwiek konstrukcji inżynierskiej. Najmniejsza nagroda wynosi 100 $, a nagród takich będzie 178.

Aby dać równą sposobność o ubieganie się o nagrody specjalistom różnych dziedzin, podzielono zastosowania przemysłowe spawalnictwa na 11 działów. Oto ich nazwy: 1) automobilizm, 2) lotnictwo, 3) kolejnictwo, 4) statki wodne, 5) budownictwo, 6) urządzenia, 7) przemysł spawalniczy, 8) zbiorniki, 9) warsztat spawalniczy, 10) maszyny funkcjonalne (motory, pompy, maszyny do obróbki metali i t. p.), 11) maszyny i aparaty przemysłowe.

Do uczestnictwa w konkursie należy przedłożyć albo nową konstrukcję istniejącej maszyny lub budowli, która umożliwia zastosowanie spawania łukowego tam, gdzie go dotychczas nie udało się stosować, albo też konstrukcję maszyny lub budowli dotychczas niespotykaną, którą umożliwiło dopiero zastosowanie spawania łukowego.

Szczegóły i formularze zgłoszeniowe na ten konkurs można otrzymać zwracając się listownie pod adresem: Mr. A. F. Davis, Secretary, the James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Post Office Box 5728, Cleveland, Ohio, U. S. A.

Zgłoszenia na konkurs mogą być nadsyłane do dnia 1 czerwca 1938 r., jednak sekretariat Fundacji prosi, aby kandydaci zawczasu zwracali się po szczegółowe informacje.

Projekt normy oznaczania połączeń spawanych na rysunkach. Projekt ten, uchwalony w pierwszym czytaniu przez Podkomisję Ogólną Komisji Spawania P. K. N. został ogłoszony w Nrze 2 „Spawania i Cięcia Metali". Drugie czytanie tego projektu odbędzie się w połowie kwietnia rb., dlatego pożądane jest, aby zainteresowane koła techniczne zechciały się znim zapoznać i ewentualnie zgłosić zawczasu swoje wnioski w sprawie zmian i uzupełnień tej normy.

Wśród nowych książek

„Kalendarz Chemiczny 1937/38". W polskiej fachowej literaturze chemicznej brak było dotychczas podręcznego zbioru najczęściej potrzebnych inżynierowi chemikowi wiadomości z chemii teoretycznej i technicznej. „Kalendarz Chemiczny" jest właśnie tą podręczną książką. Zawiera on: 1) dane o polskich organizacjach chemicznych, 2) szereg tablic i wzorów najpotrzebniejszych w laboratorium i fabryce, 3) podstawowe prawa fizykochemiczne, 4) wzory, nazwy i własności około 900 związków nieorganicznych i organicznych, 5) dział analityczny z szeregiem tablic pomocniczych, 6) dział przemysłowo-prawny, zawierający spis rozporządzeń dotyczących przemysłu chemicznego, 7) opisy techniczne ważniejszych materiałów, używanych do budowy aparatów i urządzeń przemysłu chemicznego.

Poza tym Kalendarz zawiera spis czasopism chemicznych polskich i obcych, drobne informacje oraz szereg ogłoszeń firm przemysłu chemicznego.

Kalendarz Chemiczny może oddać cenne usługi inżynierowi chemikowi, pracującemu w nauce, przemyśle lub handlu.

Kalendarz w cenie zł. 3,50 jest do nabycia w Związku Inżynierów Chemików R. P., Warszawa, ul. Krucza 14, tel. 7-27-06 oraz w księgarniach: Trzaska Evert i Michalski, Gebethner i Wolff oraz Księgarnia Techniczna.

Sprawy Towarzystwa

Protokół posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P. z dnia 11. stycznia 1937 r.

Obecni: Prezes Prof. Dr O. Nadolski, obaj Wiceprezesi i 9 członków Wydziału. 1 zastępca członka, przewodniczący Sekcji drogowej i Ogólnej oraz Red. Cz. Techn.

1. Protokół z ostatniego posiedzenia z dnia 7. XII. 1936 r. po odczytaniu przyjęto z poprawką Inż. Bluma, aby w nowym projekcie ustawy o tytule inżyniera wstawić określenie — inżynierowie b. państw zaborczych — a nie — inżynierowie zaborczy.

2. Przyjęto jednogłośnie na Członków P. T. P.: Inż. Stanisława Hückla z Gdyni, Inż. Henryka Kamińskiego ze Lwowa, Inż. Tadeusza Zubrzyckiego z Warszawy i Inż. Mariana Czerwińskiego z Krakowa.

3. Sprawozdanie Skarbnika. Dr Wilczkiewicz omówił zestawienie przychodów i rozchodów za r. 1936 i Preliminarz Polskiego Tow. Politechnicznego na r. 1937.

Po dyskusji uchwalono powołać Komisję budżetową w nast. składzie: Inż. Nosowicz, Prof. Dr Aulich, Dr Ochęduszko, Inż. Szerszeń, Dr Wilczkiewicz i Inż. Wierzbiański.

4. Korespondencję za ostatni okres czasu referuje Inż. Krasucki.

a) Komitet Delegatów Stowarzyszeń dla obrony stanu posiadania przysłał projektowane rezolucje do uchwalenia na wiecu obywatelskim we Lwowie i w innych miejscowościach ziemi Czerwieńskiej. Wydział Główny P. T. P. nie zajął w tej sprawie żadnego stanowiska. Akcja powyższa uległa zawieszeniu.

b) Wojewoda Krakowski przysłał na ręce prezesa P. T. P. zaproszenie na poświęcenie zapory wodnej i zbiornika na rzece Sole w Porąbce dnia 13. XII. 1936 r.

c) Krakowskie Tow. Techniczne zawiadamia o wyborze Zarządu na r. 1937. Prezesem Tow. jest Prof. Inż. Stella - Sawicki.

d) Stowarzyszenie Techników Polskich w Warszawie omawia w piśmie swoim nadesłany im przez P. T. P. odpis przesłanego Władzom memoriału w sprawie robót inwestycyjnych i utworzenia Ministerstwa Spraw Technicznych.

e) Prezydium N. O. I. przysyła zawiadomienie o posiedzeniu Rady Głównej w Katowicach dnia 17. I. b. r.

f) Muzeum Techniki i Przemysłu dziękuje za wskazanie kandydatów na przewodn. i zastępców przewodn. Sekcji Ochrony Zabytków.

g) Stowarzyszenie Kupców i Przemysłowców Polskich zawiadamia, że przy ich Stowarzyszeniu powstało Koło polskich handlarzy domokrążców i zwraca się z prośbą o poparcie tej nowej polskiej handlowej placówki.

h) Sekretariat P. T. P. rozesłał pisma do Sekcji i Oddziałów Towarzystwa z prośbą o przedłożenie sprawozdania z działalności za rok administracyjny 1936.

i) Polskie Towarzystwo Właścicieli Nieruchomości Miejskich we Lwowie przesłało swój statut.

l) Komitet Organizacyjny I Ogólnego Zjazdu Inżynierów we Lwowie w okólniku swoim zawiadamia, że termin zgłaszania tytułów referatów został przedłużony do 31. I. b. r.

m) Na konkurs im. Bar. Gostkowskiego wpłynęła jedna praca, którą przekazano do rozpatrzenia Sądowi Konkursowemu.

n) Izba Przemysłowo-Handlowa we Lwowie przesyła w załączeniu odpis ogłoszenia przetargu Ministerstwa Komunikacji na budowę nawierzchni drogowych o długości 400 *km*. Komunikat zamieszczono w „Czasopiśmie Technicznym".

p) Prezes Prof. Dr Nadolski podaje do wiadomości, że Prof. Inż. Minkiewicz w piśmie swoim z dnia 6. I. br. zgłosił rezygnację z udziału w Komitecie Rozbudowy we Lwowie jako delegat P. T. P. Rezygnację pow. przyjęto i uchwalono przedstawić P. Prezydentowi m. Lwowa, kandydaturę Inż. arch. Tadeusza Wróbla.

5. Sprawa Jubileuszu P. T. P.

Prof. Bratro jako przewodniczący Komisji Referatowej przedstawia wyniki dotychczasowych prac Komisji.

Komisja Referatowa Komitetu Jubileuszowego postanowiła na posiedzeniu odbytym dnia 17 grudnia u. r., aby w związku z uroczystym obchodem 60-lecia Polskiego Towarzystwa Politechnicznego w dniach 12—16. IX. br. opublikowane zostało wydawnictwo pamiątkowe, bądź to w formie specjalnej książki, bądź też w ramach „Czasopisma Technicznego", obrazujące z jednej strony najżywotniejsze problemy techniczne polskie, z drugiej zaś dotychczasową, społeczną, gospodarczą i techniczną działalność członków Towarzystwa w okresie ostatnich lat sześćdziesięciu ze szczególnym uwzględnieniem ostatniego dziesięciolecia tj. okresu od poprzedniego Jubileuszu 50-letniego.

Dla ułatwienia tej pracy postanowiono całość zagadnień, które powinny być objęte tym wydawnictwem, podzielić na szereg grup.

W dyskusji okazało się, że istnieje możność zainteresowania szeregu osób problemami reprezentowanymi przez każdą grupę.

Ażeby praca w każdej grupie została należycie skoordynowana, oraz celem uniknięcia poruszania przez kilku autorów jednego i tego samego zagadnienia, postanowiono uprosić szereg Kolegów na kierowników poszczególnych grup referatowych. Do obowiązków ich należałoby uzgodnienie z fachowcami danej dziedziny zakresu ewentualnie opracować się mających referatów tak co do ich treści, jak objętości, oraz bezpośredni kontakt w tej mierze z Komisją referatową.

Komisja referatowa zwróciła się do przewodn. poszczególnych grup z prośbą o rozwinięcie ze swej strony żywej akcji i podania tytułów poszczególnych referatów do dnia 15. II. br., zawiadamiając równocześnie, że referaty powinny być oddane do druku najpóźniej do dnia 1-go czerwca 1937 r.

Prezes Prof. Dr Nadolski oświadcza, że Targi Wschodnie liczą na współpracę z P. T. P. w związku z Jubileuszem P. T. P. i z I. Polskim Kongresem Inżynierów.

Na wniosek Inż. Nosowicza powołano Komisję finansową Komitetu Jubileuszowego, do której wchodzą: Inż. Nosowicz, Dr Wilczkiewicz, Inż. Kozłowski i Inż. Szerszeń.

Na wniosek Inż. Wierzbiańskiego powołano Komisję w sprawie powiększenia ilości członków, w składzie: Inż. Blum, Inż. Krasucki, Inż. Welczer, Inż. Szerszeń, i Inż. Wierzbiański. Zadaniem Komisji byłoby wystosowanie apelu do b. członków, do absolw. Politechniki Lwowskiej i do inżynierów z poza Lwowa o wpisanie się powtórne, ewentualnie o wstąpienie do P. T. P.

W sprawie udziału w Zjeździe inżynierów innej narodowości ustalono zasadę, że uprawnieni są wszyscy inżynierowie należący do N. O. I. — a z pośród inżynierów nie zrzeszonych — tylko Polacy, inni natomiast w charakterze gości.

6. Wybór Delegatów do Komitetu Redakcyjnego publikacji o polskiej gosp. w zaborze austriackim.

Zostali wybrani: Prezes Prof. Dr Nadolski, Prezes hon. Inż. Rybicki i Prof. Dr Matakiewicz, a jako zastępca Inż. Prachtel - Morawiański.

Na wniosek Prof. Dr Aulicha uchwalono przesyłać 1 egz. „Czasopisma Technicznego" Czytelni T. S. L. we Lwowie.

Dalszy ciąg posiedzenia odbył się dnia 13. I. br.

Obecni: Prezes Prof. Dr Nadolski, obaj wiceprezesi, 9 Członków Wydziału Głównego, 1 zast. członka i przewodn. Sekcji Drogowej.

1. Odczytano memoriał P. T. P. o robotach wykonanych z kredytów Funduszu Pracy.

Po dyskusji Prezes Prof. Dr Nadolski zwrócił się z prośbą do Komisji o uzupełnienie memoriału w myśl przyjętych wniosków, celem przesłania go kompetentnym czynnikom.

Po omówieniu projektu taryfy opłat techniczno-administracyjnych w Zarządzie m. Lwowa posiedzenie zamknięto.

„CZASOPISMO TECHNICZNE" WYCHODZI 10-GO i 25-GO KAŻDEGO MIESIĄCA.

Ceny ogłoszeń jednorazowych:

1/1 str. zł. 240; 1/2 str. zł. 140
1/4 „ „ 80; 1/8 „ „ 50
1/16 „ „ 30; 1/32 „ „ 20

Ogłoszenia na miejscach specjalnie rezerwowanych o 25% drożej. Dla ogłoszeń o zaofiarowaniu lub poszukiwaniu pracy opust 50%.

Adres Redakcji i Administracji: Lwów, ul. Zimorowicza 1. 9.

Telefon Redakcji 226—60. Telefon Redaktora 117—75. Konto P. K. O. 151,857.

Prenumerata w kraju: rocznie zł. 32; kwartalnie zł. 8.

Cena pojedyńczego zeszytu zł. 1·60.

Przy ogłoszeniach powtarzanych udziela się następujących opustów:

2-krotnie 10% 3-krotnie 12%
4- „ 15% 6- „ 20%
10- „ 25% 12- „ 30%
18- „ 40% 24- „ 50%

Dla ogłaszających się stale, zmiany w tekstach ogłoszeń są bezpłatne

Redaktor naczelny i odpow. Prof. Dr Inż. W. Aulich. Nakładem Polskiego Tow. Politechnicznego we Lwowie.