

TREŚĆ: Część urzędowa. Część nieurzędowa. — Śp. Inż. Aleksander Wierzbicki (nekrolog). — Dr. L. Wierzbicki: Nowa teoria parcia ziemi (i materiałów podobnych) w zastosowaniu do ścian, tuneli, rur podziemnych i t. p. — Inż. J. Pruchnik: Wycieczka naukowa do Estonji, Finlandji i Szwecji. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Bibliografja. — Nekrologja.

### Część urzędowa.

#### Zmiany personalne.

##### Przeniesienia.

Inż. August Rybicki, inżynier powiatowy w VI st. sł. z Urzędu Wojewódzkiego (D. R. P.) we Lwowie — do Urzędu Wojewódzkiego (D. R. P.) w Toruniu z przydziałem do służby w Państw. Urzędzie Bezpieczeństwa i Porządku Publicznego w Gdyni.

Inż. Adam Leja, urzędnik VII st. sł. z Urzędu Wo-

jewódzkiego (D. R. P.) w Brześciu n/B — do Biura Projektu meljoracji Polesia w Brześciu n/B.

##### Zwolnienia.

Urząd Wojewódzki (D. R. P.) w Łodzi: Inż. Jan Broszko, urzędnik prowizoryczny VII st. sł.

##### Zmarli.

Inż. Stanisław Kalinowski, naczelnik Wydziału Mostowego w M. R. P.

Inż. Stanisław Południewski, radca budownictwa VI st. sł. w Dyrekcji Dróg Wodnych w Warszawie.

### Część nieurzędowa.

## Śp. Inż. Aleksander Wierzbicki.

Dnia 1 marca b. r. zmarł we Lwowie śp. inż. Aleksander Wierzbicki, b. dyrektor Krajowego Biura Meljoracyjnego, b. dyrektor Depart. budowl. Magistratu m. Lwowa, dyrektor Małopolskich Zakładów Melj. i Techn. we Lwowie, długoletni członek Wydziału i skarbnik Polskiego Towarzystwa Politechnicznego.

Śp. Aleksander Wierzbicki, syn zasłużonego dla kolejnictwa polskiego b. dyrektora kolei państwowych we Lwowie, Ludwika Wierzbickiego, urodził się we Lwowie dnia 17 maja 1866 r., gdzie kończy szkoły średnie i zapisuje się na Wydział Inżynierji Politechniki Lwowskiej.

Ukończywszy tu studia z odznaczeniem, wstępuje dn. 1 maja 1890 do służby krajowego biura meljoracyjnego, gdzie poświęca się pracy nad podniesieniem kultury rolnej.

Po kilkumiesięcznej praktyce w centralnym biurze we Lwowie śp. Wierzbicki zostaje przydzielony do ekspozytury kraj. biura melj. w Krakowie do zdjęć i nadzoru meljoracji rolnej, które na terenie tamtejszej ekspozytury czynią ogromne postępy.

Tu w miesiącach zimowych poświęca się gorliwie pracy przy opracowaniu projektów dla uzupełnienia obwałowania Wisły i regulacji jej nizinnych dopływów w powiecie Krakowskim, Wielickim i Bocheńskim, które to projekty w następnych latach zostały wykonane.

W r. 1891 na wiosnę wraca do Lwowa, gdzie Wydział Krajowy powierza mu regulację Gniłej Lipy, a w następnym roku obejmuje kierownictwo budowy robót przy

regulacji Kisielicy i obwałowania Wisły w powiecie Tarnobrzskim, odznaczając się wielką pracowitością i fachowym uzdolnieniem.

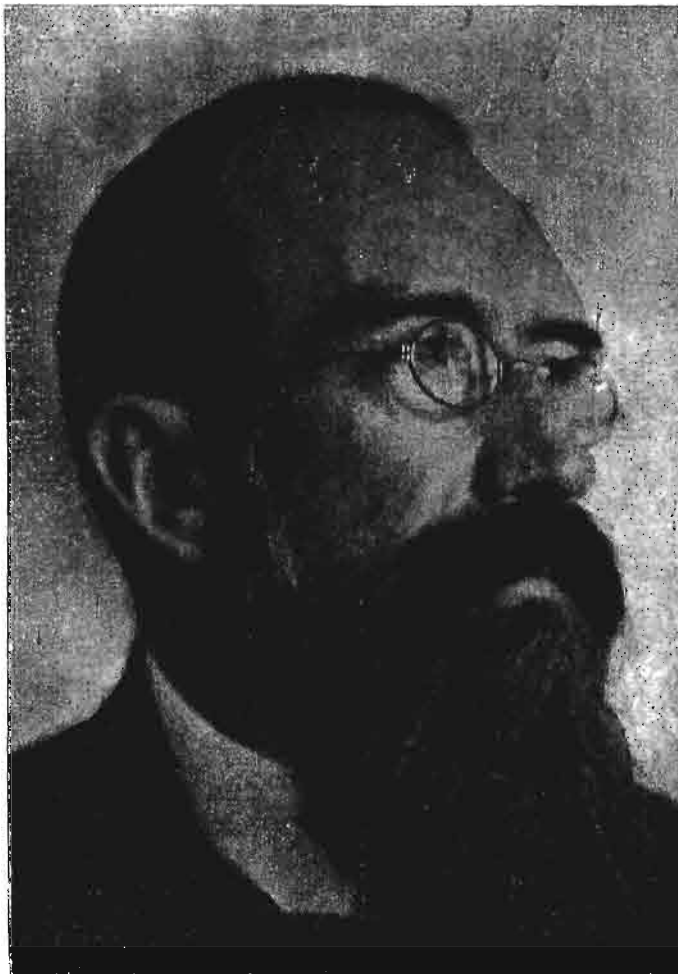
Na 1893 r. wysłał Wydział Krajowy śp. Wierzbickiego na koszt kraju do Wiednia, gdzie uzupełnia studia swoje w Akademji rolnej, skąd po powrocie obejmuje kierownictwo ekspozytury kraj. biura melj. w Stanisławowie. Tu rozwija niezwykle energiczną działalność, biorąc często inicjatywę w ulepszeniach rolnych na gruntach tamtejszych ziemian.

Na czas jego pracy na terenie obecnego województwa stanisławowskiego wzrasta zainteresowanie meljoracjami, czego dowodem, że w czasie od 1894—1900 r. opracował projekty osuszone rowami na powierzchni 4.246 morgów, drenowania 8.489 m., nawodnienia 349 m., oraz regulacji Czeremosza pod Kniaziem na długości 3 $\frac{1}{2}$  km i regulacji Prutu pod Śniatynem na długości 6 $\frac{1}{2}$  km.

Wydatna praca ś. p. Wierzbickiego zwróciła uwagę władz przełożonych, które postanowiły powołać Go do Centralnego Biura w 1900 r. i powierzyć Mu referat tak zwanych drobnych meljoracji, mianując go już 1903 r. starszym inżynierem kraj. biura melj. Był to okres wzmoczonej działalności i ogromnego

rozrostu biura, którego znaczenie i pracę dla dobra kraju zrozumiały szerokie warstwy społeczeństwa i miarodajne czynniki krajowe, nie odmawiając mu potrzebnych środków materialnych i poparcia u władz centralnych.

Mimo załatwiania spraw urzędowych, śp. Wierzbicki



znajduje czas, ażeby jako docent udzielać nauki meljoracyj rolnych w ówczesnej Akademji rolniczej w Dublanach, oraz kształcić na kursach zimowych dozorców meljoracyjnych z dziedziny nauki hydrotechniki rolniczej.

W r. 1913 dekretem b. Wydziału krajowego zostaje ś. p. Wierzbicki w uznaniu gorliwej i wzorowej pracy mianowany zastępcą dyrektora kraj. biura melj., zaś po ustąpieniu twórcy i dotychczasowego dyrektora tegoż Inż. Andrzeja Kędziora zostaje powołany w r. 1916 do Białej, siedziby ówczesnej Wydziału Krajowego, jako kierownik biura, a w krótkim czasie, bo w 1918 r. mianowany zostaje dyrektorem biura meljoracyjnego.

Kiedy w 1919 r. Wydział Krajowy z ówczesnym marszałkiem Niezabitowskim powziął uchwałę wcielenia agend biura meljor. do Sekcji technicznej Namiestnictwa galicyjskiego przeszedł ś. p. Inż. Wierzbicki z całym personelem do służby państwowej w Namiestnictwie, gdzie po śmierci szefa ś. p. Inż. Sopucha w 1919 r. zostaje jego następcą, zaś w 1920 r. po reorganizacji technicznej służby państwowej dyrektorem Okręgowej Dyrekcji Rob. Publ. przy województwie lwowskim.

Na tem stanowisku pozostawał do 20 września 1922 r., z którym to dniem Ministerstwo Robót Publ. przeniosło Go w stan spoczynku.

Jako emeryt obejmuje w 1923 r. stanowisko dyrektora Depart. budowlanego Magistratu lwowskiego pozostając równocześnie w służbie zawodowej w Małopolskich Zakładach meljoracyjnych i technicznych Ska z ogr. poręką we Lwowie.

Po reaktywowaniu biura meljoracyjnego przy Tym. Wydziale Krajowym zostaje ś. p. Wierzbicki powołany ponownie na dyrektora tegoż biura, które to stanowisko obejmuje 9 stycznia 1924 r., a 1 kwietnia 1926 r. zostaje na własną prośbę przeniesiony w stan spoczynku.

Rząd polski wyróżniając Jego działalność na polu techniki przyzobaczył Go w r. 1924 orderem *Polonia Restituta*.

Cały zasób umiejętności i doświadczenia technicznego nabytego w ciągu długoletniej pracy oddał ś. p. Zmarły po przejściu na emeryturę Małopolskim Zakładom Meljoracyjnym i Technicznym we Lwowie. Jego usilnym staraniami i pracy, prawie ponad siły, udało się skromną początkowo instytucję rozwinąć i postawić na wysokim poziomie rozwoju. Zreorganizowana przez Niego po wojnie instytucja, zdołała zapewnić sobie w przeciągu paru lat dominujące stanowisko w Małopolsce, uzyskując jak najlepszą opinię wśród szerokich kół obywatelstwa, spiesząc się o poradę w sprawach meljoracyjnych.

Ś. p. Wierzbicki był jednak nietylko dzielnym i wybitnym pracownikiem na polu technicznym, ale też i prawnym obywatelem nie uchylającym się od służby w życiu społecznym. Mimo nawału pracy i ważnych problemów absorbujących Jego czas i umysł, śp. Zmarły oddawał swoje doświadczenie życiowe i wiedzę na usługi każdej pożytecznej akcji społecznej. W życiu P. T. P. brał czynny udział jako członek Wydziału w latach 1890, 1907—8, 1916 i 1922—23, jako sekretarz Towarzystwa w r. 1907, jako członek komisji redakcyjnej *Czasopisma Technicznego* w latach 1908—10, jako zastępca skarbnika w latach 1908 i 1916 i jako skarbnik w latach 1922—23, oraz we wszelkich komisjach Towarzystwa, służąc radą i pracą, oddając cały zasób swej wiedzy na usługi sprawom publicznym.

Był przyjacielem i opiekunem młodego pokolenia inżynierskiego, przekazując mu swoją wiedzę, dzieląc się zawsze ochotnie i niezazdrośnie swym doświadczeniem technicznym, udzielając szczerze i bezinteresownie swych rad i wskazówek każdemu z młodych, który biegł do Niego o pomoc i radę w trudnych sprawach, będąc pewnym, że nigdy tej rady śp. Zmarły nie odmówi.

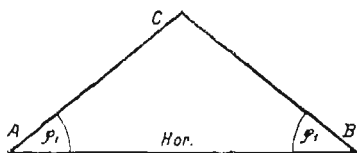
Nic dziwnego, że życie śp. Zmarłego było jednym splotem ofiarnej i żmudnej pracy, a społeczeństwo, a w szczególności świat techniczny odczuło głęboko stratę dzielnego i ofiarnego pracownika.

Cześć Jego pamięci!

Dr. Leon Wierzbicki.

## Nowa teoria parcia ziemi (i materiałów podobnych) w zastosowaniu do ścian, tuneli, rur podziemnych i t. p.

W zeszycie 18. czasopisma *Der Bauingenieur* z dnia 30. IX. 1922 r. ogłoszony był artykuł o parciu ziemi, wychodzący z następującej zasady, (cokolwiek tutaj na lepsze zmienionej), (rys. 1):



Rys. 1.

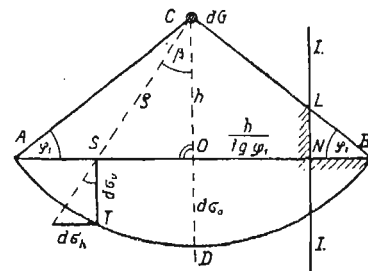
Ziemia, wolno nasypana na płaszczyźnie poziomej, układa się w stanie równowagi w stożek o przekroju pionowym  $ABC$ , w którym kąt  $BAC$ , czyli kąt  $\varphi_1$ , jest kątem „spadu naturalnego“ charakterystycznym dla rozmaitych materiałów sypkich. (Równowaga istnieje także przy kącie, mniejszym od  $\varphi_1$ ).

Jest to pewnego rodzaju analogja do równowagi płynów, u których  $\varphi_1 = 0$ .

Zachodzi pytanie, do dzisiaj jeszcze pozostające bez odpowiedzi, jakie siły tu działają i dlaczego tak właśnie układają się cząstki.

Wytłómaczyć to można (jedynie) w następujący sposób, (rys. 2): Jakąkolwiek jest krzywa  $ADB$ , według której cząstka  $dG$  przenosi swój ciężar na poziomą płasz-

czyzną w obrębie koła o średnicy  $AB$  (a przenosić bezsprzecznie musi), jest ona bardzo zbliżoną do płaskiej



Rys. 2.

paraboli o strzałce  $OD$ <sup>1)</sup>. Ciężar zatem cząstki  $dG$  musi

<sup>1)</sup> Biorąc za podstawę inne przyjęcie, utrudniłoby się nadzwyczajnie obliczenie. Przyjmując np., że pod całym kołem o średnicy  $AB$  znajduje się pomyślana płyta sprężysta, której ugięcia będą identyczne z zagłębieniami gruntu, a ciśnienia bierne gruntu będą proporcjonalne do tych zagłębień, i podstawiając dalej owe nieznanne zagłębienia, jako rzędne  $y$  bardzo płaskiej krzywej powierzchni obrotowej o promieniu krzywizny w przybliżeniu, jak dla płaskiej krzywej linii:  $\varrho = \frac{1}{d^2 y}$ , możnaby z pewnemi ułatwianiami

czymi przybliżeniami wyprowadzić równanie różniczkowe:

$$A_1 \cdot x \cdot \frac{d^3 y}{dx^3} + 2A_1 \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + B_1 \cdot H \cdot x + D_1 x^3 + F_1 \cdot xy = 0$$

być równy bryle nateżeń, która jest paraboloidą obrotową o promieniu podstawy

$$AO=OB=\frac{h}{z_1}, \text{ a o strzałce } OD=\frac{2 \cdot dG \cdot z_1^2}{\pi \cdot h^2},$$

gdzie  $z_1 = \operatorname{tg} \varphi_1$ .

Wtedy w dowolnym punkcie  $S$  będzie:

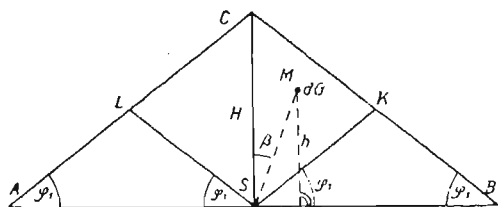
$$\text{ciśnienie pionowe } d\sigma_v = \frac{2 \cdot dG \cdot z_1^2}{\pi \cdot h^2} \cdot (1 - z_1^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \beta), \text{ zaś}$$

$$\text{„ poziome } d\sigma_h = d\sigma_v \cdot \operatorname{tg} \beta.$$

Ciężar  $dG$  przenosi się na podstawę, jak gdyby za pośrednictwem słupków, utworzonych przez inne cząstki, a rozchodzących się promiennie z punktu  $C$ . Promienie te jednak nie mogą sięgać poza  $CA$  i  $CB$ . Gdy zaś natrafiają np. na ścianę  $II$ , przenoszą na nią ciśnienie ( $LN$ ), które miało dojść do  $NB$ .

Każda cząstka  $dG$  przyczynia się w analogiczny sposób do ciśnienia na „podstawę“ w miarę odpowiedniego  $h$  i  $\beta$ , gdyż od tych dwóch ilości zależne jest ciśnienie; inne ilości są stałe. Należy zatem znaleźć tylko każdorazowo całki  $d\sigma_v$  i  $d\sigma_h$  w odpowiednich granicach, aby otrzymać ciśnienie pionowe i poziome w pewnym punkcie.

Stosując tę zasadę do stożka ziemi o „spadzie naturalnym“  $\varphi_1$ , (rys. 3), powinno się otrzymać dla punktu  $S$  ciśnienie pionowe takie, jakie odpowiada strzałce bryły ciśnień (paraboloidy) dla ciężaru całego stożka ziemi. Tak też jest rzeczywiście.



Rys. 3.

Na punkt  $S$  przenoszą mianowicie ciśnienie pionowe według powyższej zasady tylko te cząstki ziemi, które się znajdują w obrębie bryły obrotowej o przekroju  $SLCKS$  (podwójny stożek). Ciężar każdej cząstki  $dG$  wynosi  $\gamma \cdot d\varrho \cdot \varrho \cdot d\beta \cdot \varrho \sin \beta \cdot d\vartheta$ , gdzie  $\gamma$  jest ciężarem właściwym,  $\varrho = MS$ ,  $\beta$  kątem nachylenia  $\varrho$  do pionu, zaś  $\vartheta$  kątem w płaszczyznach poziomych.

Całkując  $d\sigma_v$  w granicach określonych, bryłą o przekroju  $SLCKS$ , [a więc dla  $\varrho$  w granicach: 0 i  $\frac{H}{\cos \beta \cdot (1 + z_1 \cdot \operatorname{tg} \beta)}$ ], dla  $\beta$  w granicach 0 i  $(\frac{\pi}{2} - \varphi_1)$ , dla  $\vartheta$  zaś w granicach 0 i  $2\pi$ ], otrzymuje się  $\sigma_v = \frac{2\gamma H}{3}$ .

Objętość paraboloidy obrotowej o podstawie  $\frac{H}{z_1}$  dla tej wysokości (strzałki) wynosi:  $\frac{1}{2} \cdot \frac{H^2}{z_1^2} \cdot \pi \cdot \frac{2\gamma H}{3}$ .

Tyleż wynosi ciężar całego stożka ziemi o przekroju  $ABC$ , (a mianowicie  $\frac{H^2}{z_1^2} \cdot \pi \cdot \frac{H}{3} \cdot \gamma$ ).

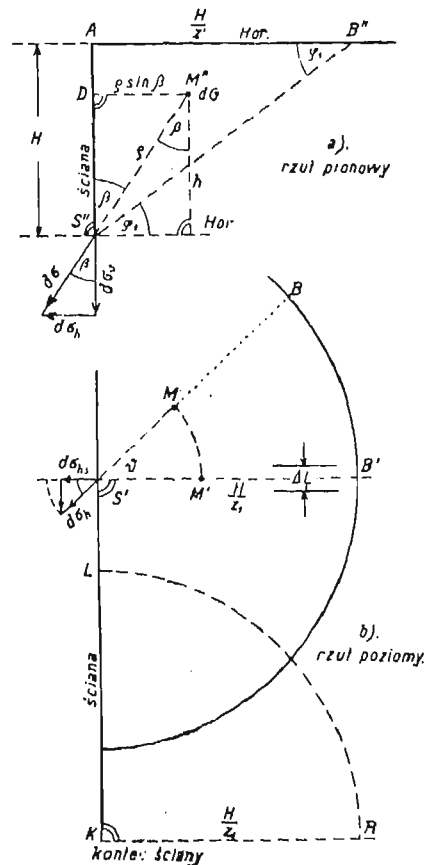
Składowe poziome ( $\sigma_h$ ) znoszą się wzajemnie, wywołując jedynie ściskanie cząstek ziemi<sup>1)</sup>.

Najważniejszym w całej sprawie wydaje się tutaj zagadnienie, jak wielkie są owe ciśnienia: pionowe i po-

i stąd dopiero obliczać  $\gamma$ ! Krzywa ta byłaby bardzo zbliżoną do płaskiej paraboli, lecz ponad wszelką miarę zawiłą.

<sup>1)</sup> Nasuwa się tutaj przypuszczenie, że z owym ścisaniem cząstek, wzrastającym w miarę „głębokości“  $H$ , zwiększa się również kąt  $\varphi_1$ . Dla zwykłych jednak, stosunkowo niewielkich,  $H$  można to dla praktycznych celów pominąć, tem więcej, że to pominięcie powiększa „pewność“ rachunku.

ziome, na ścianę pionową i na ścianę, nachyloną do poziomu pod kątem  $\varphi$ .



Rys. 4 a i b.

Ciśnienia na ścianę pionową z jednej strony, (rys. 4 a i b). (Naziem przyjęto poziomy, a to dla uproszczenia wywodów, lecz jest to obojętne, gdyż bez trudności można uwzględnić rachunkowo jakiegokolwiek inne jego nachylenie).

Całkując  $d\sigma_v$  w granicach „półstożka“ ciśnień:

$$\text{dla } \varrho \text{ od } 0 \text{ do } \frac{H}{\cos \beta},$$

$$\text{„ } \beta \text{ „ } 0 \text{ „ } \left(\frac{\pi}{2} - \beta\right),$$

$$\text{a dla } \vartheta \text{ od } \left(-\frac{\pi}{2}\right) \text{ do } \left(+\frac{\pi}{2}\right),$$

otrzymuje się ciśnienie pionowe w  $S$ , tj.  $\sigma_v = \gamma \frac{H}{2}$ .

Ciśnienie poziome, działające prostopadłe do ściany w punkcie  $S$ , wynosi  $d\sigma_h = d\sigma_v \cdot \cos \vartheta = d\sigma_v \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \vartheta$ .

Całkując  $d\sigma_h$  w tych samych granicach, jak powyżej przy  $d\sigma_v$ , otrzymuje się ciśnienie poziome w  $S$ , t. j.  $\sigma_h = \frac{8\gamma H}{15 \cdot \pi \cdot z_1}$ <sup>1)</sup>.

Ciśnienia te  $\sigma_v$  i  $\sigma_h$  dają ciśnienie wypadkowe, skierowane w głąb ściany, a odchylone od pionu pod kątem, którego tangens  $= \frac{16}{15 \pi \cdot z_1}$ .

Dla pionowego paska ściany o wysokości  $H$ , a szerokości  $\Delta L$ , łatwo obliczyć całkowite parcia: pionowe i poziome (prostopadłe do ściany), działające w dolnej trzeciej części wysokości  $H$ :

$$P_v = \Delta L \cdot \gamma \frac{H^2}{4}; \quad P_h = \Delta L \cdot \frac{4\gamma H^2}{15 \pi z_1}.$$

<sup>1)</sup> W *Bauingenieur*  $\sigma_h = \frac{\gamma H}{2\pi z_1}$ ; ta drobna różnica pochodzi stąd, że tam przyjęto rozkład ciśnień cząstki  $dG$  nie według paraboli, lecz według linii prostej.

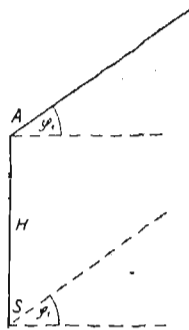
\*

W końcowych odcinkach ściany (na długości  $LK = \frac{H}{z_1}$ , rys. 4 b) zmniejszają się te parcia stopniowo do połowy, gdyż samym końcom odpowiadają tylko ćwiartki pełnego „stożka ciśnień“ (LR).

Uwaga. Gdy naziom jest nachylony pod kątem  $\varphi$  do poziomu (rys. 5), wtedy ciśnienie w punkcie S wynosi:

$$\text{pionowo } \sigma_v = \frac{2\gamma H \cdot (4 + 3\pi)}{9\pi}, \text{ (niezal. od } \varphi_1),$$

$$\text{zaś poziomo } \sigma_{h_s} = \frac{\gamma H \cdot (16 + 3\pi)}{18\pi \cdot z_1} \cong \frac{\sigma_v}{2},$$

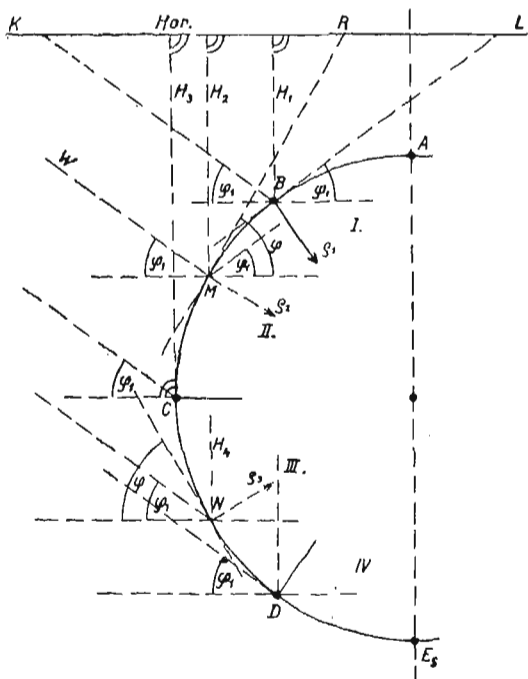


Rys. 5.

Uogólniając wywody i stosując te same metody rozumowania do ścian, nie pionowych, lecz nachylonych do poziomu pod kątem  $\varphi$ , ( $\text{tg } \varphi = z$ ), otrzymuje się wyniki, odpowiednio zmienione. Należy tylko całkować  $d\sigma_v$  i  $d\sigma_{h_s}$  w odpowiednich granicach.

Przypuśćmy wypadek, jeden z najogólniejszych, t. j. taki, że rura o pewnym przekroju według krzywej  $ABCDE_s$  (połowa) dźwigać ma masę ziemi o ciężarze właściwym  $\gamma$ , znajdującej się nad nią aż do poziomu  $KL$ , (rys. 6).

Nie każda część obwodu rury znajduje się w jednolitych warunkach obciążenia.



Rys. 6.

Część I, od A do B, t. j. do punktu, którego styczna jest  $z_1$ , ma styczną, zawsze mniejszą od  $z_1$ .

Na całej tej części ciśnienia poziome  $\sigma_{h_s}$  znoszą się wzajemnie i nie przenoszą się na rurę; ciśnienie pionowe wynosi tu wszędzie  $\gamma H$ , a więc zmienne z wysokością H.

W części II, od B do C, tj. do punktu, w którym styczna  $z$  jest nieskończonością, maleje stopniowo  $\sigma_v$  w miarę zwiększania się stycznej, rośnie zaś w miarę zwiększania się H. Tak np. w punkcie M ciśnienie  $\sigma_v$  odpowiada tylko w części „stożka ciśnień“, gdyż cząstki ziemi, znajdujące się na prawo od stycznej MR ( $\text{tg } \varphi = z$ ), nie mogą wywołać w M żadnego ciśnienia pionowego. Ciśnienie  $\sigma_v$  otrzymuje się zatem przez całkowanie tylko w części „stożka ciśnień“, t. j. od linii WM do płaszczyzny MR (prostopadłej do pł. rysunku). Wynosi ono:

$$\sigma_v = \frac{\gamma H}{\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} + \arcsin \frac{z_1}{z} + \frac{z_1 \cdot \sqrt{z^2 - z_1^2}}{3z^4} (5z^2 - 2z_1^2) \right\},$$

a spada przy punkcie C do  $\frac{\gamma H}{2}$ .

Ciśnienie poziome na rurę w jej II. części jest tylko różnicą między ciśnieniem od strony lewej (na lewo od pionu), a ciśnieniem od strony prawej (na prawo od pionu).

Od strony lewej wywiera ciśnienie połowa „stożka ciśnień“, od prawej zaś tylko pewna część połowy „stożka ciśnień“, zależnie od stycznej  $z$ . Ta różnica wynosi:

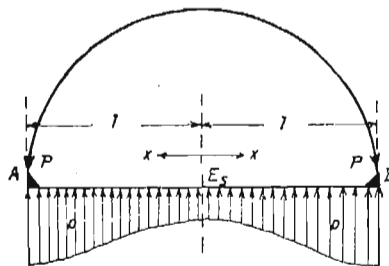
$$\sigma_{h_s} = \frac{8\gamma H}{15\pi z_1} \left( 1 - \frac{z_1^2}{z^2} \right)^{1/2}.$$

W punkcie C przechodzi to ciśnienie w  $\frac{8\gamma H}{15\pi z_1}$ , gdyż

$z = \infty$ . To, co powiedziano o  $\sigma_{h_s}$  przy części II, ważne jest również dla części III, t. j. aż do punktu D, gdzie styczna  $z = z_1$ , a więc  $\sigma_{h_s}$  znika (i już w części IV wcale nie występuje), albowiem do rury np. w punkcie N, dochodzi tylko ciśnienie poziome z części połowy „stożka ciśnień“, t. j. od stycznej  $z$ , do płaszczyzny pionowej przez styczną  $z$  (prostopadłej do płaszczyzny rysunku).

Inaczej ma się rzecz z ciśnieniem pionowym w części III. i IV. Cząstki ziemi, otaczającej rurę, nie mogą tu już wywierać ciśnienia pionowego na rurę, gdyż aktywne ich działanie przenosi się wprost na grunt pod rurą, jak poprzednio, gdy równowaga mas nie była jeszcze w niczem naruszona, o ile im na to pozwala nachylenie stycznej elementów rury.

Natomiast występuje od dołu ku górze bierne ciśnienie pionowe gruntu na przestrzeni od punktu C do punktu  $E_s$ ; suma tych ciśnień jest znana, lecz nie jest znana wielkość ciśnienia w różnych punktach; rozkład ciśnień zależy od szczegółów konstrukcyjnych rury. Inaczej wyglądać będzie rozkład ciśnień pionowych, gdy rura ma ścianę cienką, lub o małym E, inaczej zaś, gdy jej ściana ma wielki moment bezwładności, lub wielkie E (moduł sprężystości); wreszcie innym będzie ten rozkład w ziemi podatnej, a innym w gruncie twardym.



Rys. 7.

Raz przeniesie się pionowa siła, działająca w C (rys. 6), niedaleko od C, a ciśnienia będą większe, w innych warunkach zaś, przeniesienie siły będzie sięgało dalej od C, a ciśnienia będą mniejsze; czy zdolność przeniesienia siły aż do punktu środkowego  $E_s$  wogóle istnieje, to należy w każdym wypadku rozważyć.

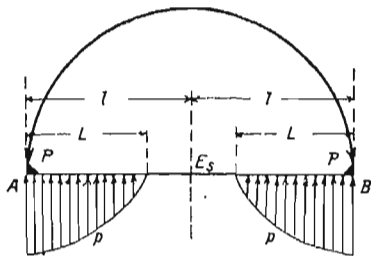
Dla belki poziomej AB (rys. 7)<sup>1)</sup> o długości 2l, obciążonej dwiema siłami P w A i w B w ten sposób, że

<sup>1)</sup> V. podobne wypadki, opisane w Cz. T. Nr. 17/18 z r. 1921

kąt prosty przy  $A$  i  $B$  pozostaje prostym mimo działania sił, biernego ciśnienia ziemi i ugięć, można przy przyjęciu zasady, że ugięcia belki  $AB$ , t. j.  $y$ , są proporcjonalne do odpowiednich ciśnień  $p$ , t. j. że  $p = -K \cdot y$ , (gdzie  $K$  jest stałą, znaną, lub każdorazowo doświadczalnie stwierdzoną), napisać:

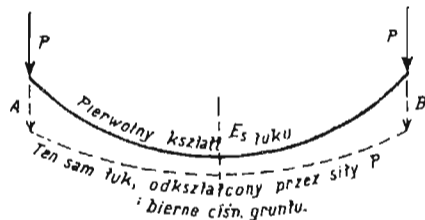
$$p = \frac{P}{(c^2 \cdot \mathfrak{C}^2 + s^2 \cdot \mathfrak{S}^2)} \cdot \frac{1}{\sqrt[4]{4KEJ}} \cdot \{c \cdot \mathfrak{C} + s \cdot \mathfrak{S}\} \cdot \cos \mathfrak{C} \mathfrak{S} - \\ - (c \cdot \mathfrak{S} - s \cdot \mathfrak{C}) \cdot \sin \mathfrak{S} \mathfrak{C}\},$$

przyczem  $c$ ,  $s$ ,  $\mathfrak{C}$  i  $\mathfrak{S}$  oznaczają kolejno:  $\cos$ ,  $\sin$ ,  $\text{Coshyp}$  i  $\text{Sinhyp}$  wyrażenia  $(l \cdot \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}})$ , dalej  $\cos$   $\sin$   $\mathfrak{C} \mathfrak{S}$   $\mathfrak{S} \mathfrak{C}$  kolejno:  $\cos$ ,  $\sin$ ,  $\text{Coshyp}$  i  $\text{Sinhyp}$  wyrażenia  $(x \cdot \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}})$ , zaś  $E$  i  $J$  oznaczają moduł sprężystości (np. w  $t/m^2$ ) i moment bezwładności przekroju ściany rury (np. w  $m^4$ ), lecz pod warunkiem, że  $l < L$ , gdzie  $L \cong 2,365 \sqrt[4]{\frac{4EJ}{K}}$ ; zdarzyć się bowiem może, że wymiary, lub własności belki  $AB$  są za słabe, aby mogły przenieść siłę  $P$  aż do połowy długości  $AB$ , t. j. do punktu  $E_s$ , a wtedy rozkład ciśnień byłby np. podobny do tego, jaki przedstawia rys. 8a.



Rys. 8a.

Z rozważenia rys. 8b wynika, że i wtedy, gdy mamy do czynienia z łukiem, nie z prostolinijną, poziomą belką, rozkład ciśnień będzie podobnym.



Rys. 8b.

Jakikolwiek łuk  $AEB$  (rys. 8b), o strzałce większej lub mniejszej, musi się spłaszczyć pod działaniem sił  $P$  od góry, a biernych ciśnień gruntu od dołu, (nie zakrzywić się jeszcze więcej).

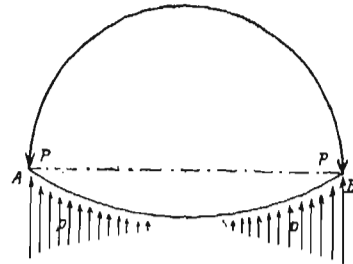
Zatem w okolicy  $A$  i  $B$  łuk musi się więcej zagłębić w grunt, aniżeli w okolicy punktu  $E_s$ . Ponieważ zaś w pewnych granicach proporcjonalność zagłębień do odpowiednich ciśnień nie ulega wątpliwości, muszą ciśnienia od  $A$  i  $B$  ku  $E_s$  maleć.

Sposób, w jaki to zmniejszanie się następuje i gdzie spada do zera, jest właśnie tajemnicą statyczną i zależy niezawodnie (jak u belki poziomej), od szczegółów konstrukcyjnych sklepienia.

W przeważnej ilości wypadków w praktyce, będzie ten rozkład ciśnień zbliżonym do linii  $y$ , prostolinijnie, lub parabolicznie malejącej, albo w grubym przybliżeniu i w wyjątkowych wypadkach (silne sklepienie) do rozkładu jednostajnego.

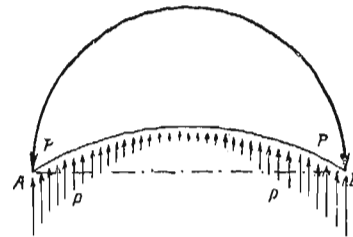
Przeniesienie sił  $P$  przez dolną część rury na grunt odbywać się wogóle może rozmaicie, np. według schematów rys. 9, 10, 11 itp. W wypadku rys. 9 występuje w dolnym sklepieniu ciśnienie, w wyp. rys. 10 i 11 ciągnięcie. Tak jedno, jak i drugie może być przyjętem

przez odpowiedni poziomy element  $AB$ , gdy chodzi o to, aby sił poziomych nie przenosić na górną część rury;



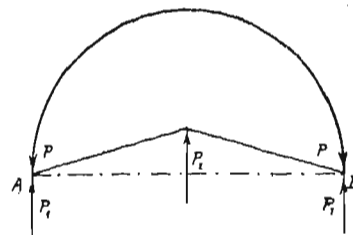
Rys. 9.

szczególnie, gdy górną część ma mieć linię identyczną z linią ciśnienia, t. j. ma być wolną od momentów zginających, (co próbami można osiągnąć).



Rys. 10.

Warunek, aby i dolne sklepienie nie było narażeniem na momenty, daje równanie różniczkowe  $p = H_0 \frac{d^2 y}{dx^2}$ , gdzie  $p$  jest ciśnieniem (biernym) gruntu,  $H_0$  dowolnym, lub nieznanym parciem poziomym, a  $\frac{d^2 y}{dx^2}$  drugą pochodną krzywej linii ciśnienia.



Rys. 11.

Wynika to z rys. 12 i 13, (wielobok sił i wielobok sznurowy), które dają:

$$ds = \rho \cdot d\varphi; \\ dx \cdot p \cdot \cos \varphi = \frac{H_0}{\cos \varphi} \cdot d\varphi,$$

Gdy  $\text{tg } \varphi = z$

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1+z^2}},$$

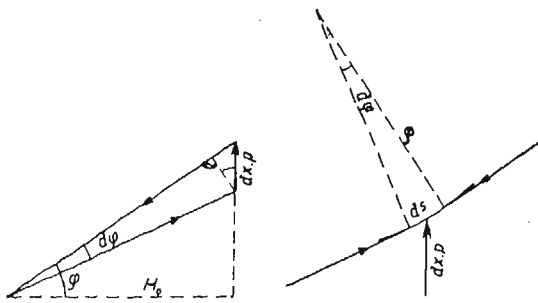
$$d\varphi = \frac{ds}{\rho} = \frac{dx}{(1+z^2)} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{dx \cdot p}{H_0 \cdot (1+z^2)}, \text{ a stąd:} \\ \frac{d^2 y}{dx^2} \cdot H_0 = p.$$

Gdyby  $p$  było znaną funkcją  $x$ , nie byłoby ze znalezieniem krzywej  $y$  żadnych trudności rachunkowych. Tak jednak nie jest i dlatego można tego sposobu używać z odpowiednimi przyjęciami co do  $p$ , a drogą prób sprawdzać, czy przyjęcia były odpowiednie<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Jeżeli się przyjmie rozkład ciśnień biernych  $p$  według wyrażenia na  $p$  do rys. 7, otrzymuje się krzywą linii ciśnienia, a zarazem sklepienia według równania o postaci:

$$H_0 \cdot (y-f) = A (\cos px \cdot \mathfrak{C} \mathfrak{S} px + \sin px \cdot \mathfrak{S} \mathfrak{C} px - A_1) - \\ - B (\cos px \cdot \mathfrak{C} \mathfrak{S} px - \sin px \cdot \mathfrak{S} \mathfrak{C} px - B_1).$$

Ciśnienia  $p$  są, jak już wspomniano, niezawodnie w przybliżeniu proporcjonalne do ugięć sklepienia dolnego, analogicznie, jak przy belce poziomej o stałym momencie bezwładności ( $AB$  rys. 7), a więc w wypadku, gdy się w sklepieniu dolnym dopuszcza momenty zginające.



Rys. 12.

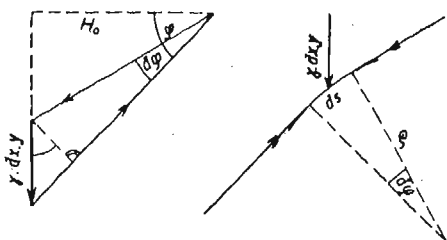
Rys. 13.

Trudności rachunkowe są tutaj jednak znacznie większe, niż przy belce poziomej, gdzie zasadniczym równaniem różniczkowym krzywej ugięcia jest równanie  $EJ \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = p = -K \cdot y$ , opierające się na uproszczeniu równania  $\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EJ}$  do postaci  $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EJ}$ , tj. na opuszczeniu wyrazu  $(1+z^2)^{3/2}$ , gdyż  $z$  jest małym.

Tutaj sklepienie już przed ugięciem ma swój promień krzywizny ( $\rho$ ), po ugięciu zaś otrzymuje inny promień ( $\rho_1$ ), a równaniem miarodajnym jest równanie:  $\frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EJ}$ ,

czyli:  $\frac{d^2 y_n}{dx^2} - \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EJ}$ . Gdyby nawet  $J$  (moment bezwładności) było ilością stałą, a  $z$  przyjęto jako równe  $z_n$ , to i tak wyrachowanie ugięcia ( $y_n - y$ ) przedstawia zbyt wiele trudności.

Rozkład ciśnień biernych jest jeszcze więcej zagadkowym w wypadku, gdy sklepienie dolne ma być wolne od momentów zginających. Wtedy bowiem  $\rho_1 = \rho$ , a rozkład ciśnień biernych jest funkcją odkształceń łuku w dół, które są wynikiem odkształceń jedynie podłużnych (skrócenie). Łuk, bądź co bądź, sprężysty, doznawszy podłużnego skrócenia, stara się zmniejszyć swą strzałkę. Wskutek tego części łuku, znajdujące się w pobliżu końców, gdzie działają siły  $P$ , cisną silniej na grunt, aniżeli części, znajdujące się w pobliżu środka łuku.



Rys. 14.

Rys. 15.

Uzasadnionemi więc wydają się wspomniane wyżej przyjęcia co do rozkładu ciśnień  $p$ , szczególnie, gdy chodzi o łuk płaski, a więc zbliżony do belki poziomej.

Aby zapobiec tak wielkim wątpliwościom statycznym, można używać raczej rur bez sklepienia dolnego (rys. 7), a wtedy rozkład ciśnień  $p$  nie jest tak zawiłym problemem, albo wogóle i dno poziome usunąć i przenosić działanie górnego sklepienia ( $P$ ) wprost na fundament, pod siłą  $P$  przygotowany.

Jako przykład zastosowania metod, powyżej opisanych, przytacza się na zakończenie dwa obliczenia (w skróceniu).

Przykład 1. Żądaniem jest wykreślenie przekroju tunelu, którego linja ciśnienia ma być identyczną z linją sklepienia, a więc z wykluczeniem momentów.

Możliwe są dwa skrajne przyjęcia: Albo grunt nad tunelem jest tak skalistym, jednolitym i niezbyt stromo warstwowanym, że sam może utworzyć sklepienie naturalne<sup>1)</sup>, albo też jest on tak sypkim, że trzeba przyjąć zwykłe parcie ziemi o spadzie naturalnym  $\varphi_1$ . Tutaj postawiono ten drugi warunek.

Szczyt sklepienia ma leżeć 6 m pod ziemią; ciężar właściwy ziemi  $\gamma = 2$ ;  $z_1 = 0.7$ ; parcie poziome w kluczu  $H_0 = 5 t$ .

Dla części I. (według rys. 6) można równanie krzywej sklepienia łatwo wyznaczyć, mając dane ciśnienie pionowe  $\sigma_v = \gamma H$  i podstawiając  $H = y$  (rys. 14 i 15).

Jeżeli  $\operatorname{tg} \varphi = z$ ;  $\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{1+z^2}}$ ;  $ds = \rho \cdot d\varphi$ ;

$$\frac{\gamma \cdot dx \cdot y}{\sqrt{1+z^2}} = H_0 \cdot \sqrt{1+z^2} \cdot d\varphi.$$

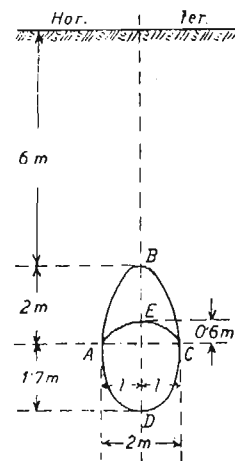
Stąd przez porównanie  $d\varphi$  z obu równań:

$$y = y_0 \cdot \operatorname{Coshyp} \left( x \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{H_0}} \right),$$

gdzie  $y_0 = 6 m$  według zadania.

Ale już w części II. trudności arytmetyczne są zbyt wielkie. Dlatego wyznaczono żadaną linję próbami (1:20), posuwając się element za elementem i obliczając ciągle ciśnienie w miarę wzrastającego  $H$  i  $z$  według zasad, wyżej podanych.

Tak otrzymano część krzywej, wykreśloną w podziałce 1:200 na rys. 16, tj.  $BA$ , wzgl.  $BC$ .



Rys. 16.

Dolną część, tj.  $ADC$ , wyznaczono również próbami, przyjmawszy rozkład ciśnień biernych taki, jaki odpowiadałby belce poziomej  $AC$  z następującymi danymi:

$$E = 2 \cdot 10^6 t/m^2; \quad J = \frac{6 \cdot 67}{10^4} m^4; \quad K = 10000 t/m^3,$$

(t. j. wtedy, gdy  $p = 1 kg/cm^2$  wywołuje  $y = 1 m$ ).

Wtedy  $p_A = 13.1 t/m^2$ , a  $p_D = 9.8 t/m^2$ ; pośrednie ciśnienia według krzywej, odręcznie wykreślonej.

Siła pionowa w  $A$  i  $C$  wynosi  $11.4 t$ .

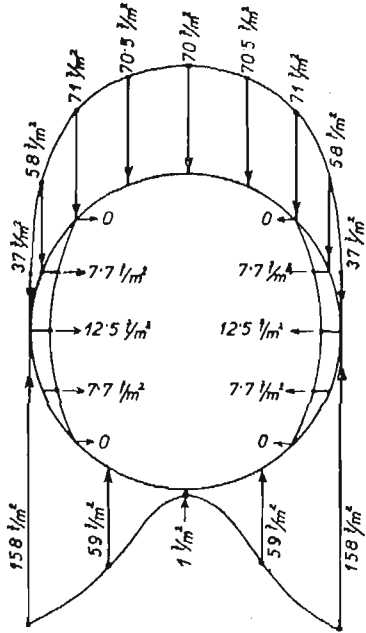
Parcie poziome w  $D$  wypadło  $5.7 t$ .

Możnaby także zakończyć tunel od dołu belką poziomą  $AC$ , która przeniesie obciążenie na grunt w sposób przyjęty dla łuku  $ADC$ ; albo też np. parabolicznym sklepieniem ciągnionym  $AEC$ , przyjmawszy w przybliżeniu jednostajny rozkład ciśnień pionowych biernych na całej długości  $AEC$ , tj.  $\frac{P}{l} = 11.4 t/m^2$ , a dodać zastrzał  $AC$  z ci-

<sup>1)</sup> O czym osobno w Cz. Techn.

śnieniem  $20 t$ ; wtedy w sklepieniu tem istniałoby ciągnięcie poziome  $20 t$ , ale nie byłoby momentów, (czego właśnie żądało zadanie), o ile tylko rozkład jednostajny ciśnienia  $p$  został chociaż w przybliżeniu trafnie przyjętym. Kontrolą w tym kierunku mogłaby być tylko próba doświadczalna na małym odcinku próbnym, lub w laboratorium.

Przykład 2. Rura o średnicy  $4 m$  znajduje się  $40 m$  pod ziemią. Ziemia o ciężarze właściwym  $1.75$  jest przyjęta, jako sypka, o stycznej  $z_1 = 1$ .



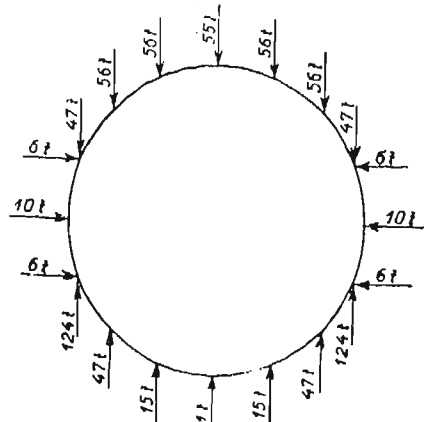
Rys. 17.

Ciśnienia, obliczone według zasad, powyżej opisanych, zestawione są na rys. 17, przyczem znowu należało dla ciśnień biernych (na dolną połowę rury) przyjąć jakiś, przynajmniej w przybliżeniu trafny rozkład.

Przyjęto więc znowu zasadę według rys. 7, tj. zdolność przeniesienia siły  $P (\cong 186 t)$  w miarę szczegółów konstrukcyjnych rury i podatności gruntu.

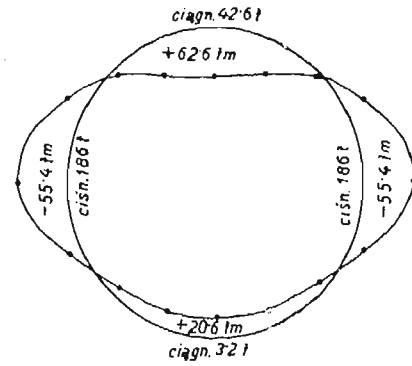
Dla  $E = 2 \cdot 10^6 t/m^2$ ;  $J = \frac{6.67}{10^4} m^4$ ;  $K = 10^4 t/m^3$  otrzymano ciśnienie  $p$ : na końcach  $158 t/m^2$ , w czwartej części  $59 t/m^2$ , u dołu  $1 t/m^2$ .

Zebrawszy obciążenia według owych ciśnień w ciężary, skupione w dogodnych punktach obwodu koła, otrzymano obraz obciążenia, przedstawiony na rys. 18.



Rys. 18.

Na podstawie tego obciążenia obliczono w zwykły sposób momenty i siły w danej rurze, jako w konstrukcji, trzykrotnie statycznie niewyznaczalnej, o jednostajnym



Rys. 19.

momencie bezwładności, i otrzymano momenty i siły, zestawione w skróceniu na rys. 19 w odniesieniu do odcinka rury, o długości  $1 m$  prostopadle do płaszczyzny rysunku.

Inż. Józef Pruchnik.

## Wycieczka naukowa do Estonji, Finlandji i Szwecji.

### Wstęp.

W czasie od 5 sierpnia do 9 września 1928 r. odbyłem wraz z dr. inż. Janem Łopuszańskim i dr. Dezyderym Szymkiewiczem, profesorami Politechniki Lwowskiej, tudzież dr. Stanisławem Kulczyńskim, prof. Uniwersytetu Lwowskiego, wycieczkę naukową do Estonji, Finlandji i Szwecji — przy pomocy subwencji, udzielonej na ten cel przez Pana Ministra Robót Publicznych.

Teren zwiedzony przez nas przedstawia załączona mapka (rys. 1).

Celem podróży było zwiedzenie robót wodnych i meljoracyjnych, głównie jednak zaznajomienie się z metodami i sposobami naukowego i praktycznego badania torfów, tudzież ze sposobami ich kultury i uprawy, co pozostaje w ścisłym związku z rozpoczętymi w roku 1929 studjami i zdjęciami dla opracowania generalnego projektu meljoracji Polesia.

Z ogólnego bowiem obszaru  $5,5$  miliona  $ha$ , który projekt ma obejmować, blisko  $2$  miliony  $ha$  stanowią

bagna, przeważnie torfowe; jednym z najważniejszych zadań, wyłaniających się tutaj, jest gruntowne zbadanie poleskich torfów w I-ym rzędzie pod względem ich wartości dla celów rolniczych, jak również dla ewentualnej przemysłowej eksploatacji. Chodzi tu o olbrzymie wartości, które winny być uruchomione przez meljorację i wyzyskane racjonalnie.

Wiadomem jest, że sprawa torfów wymaga znacznie więcej umiejętności, wiedzy i ostrożności niż to ma miejsce przy uprawie gruntów mineralnych.

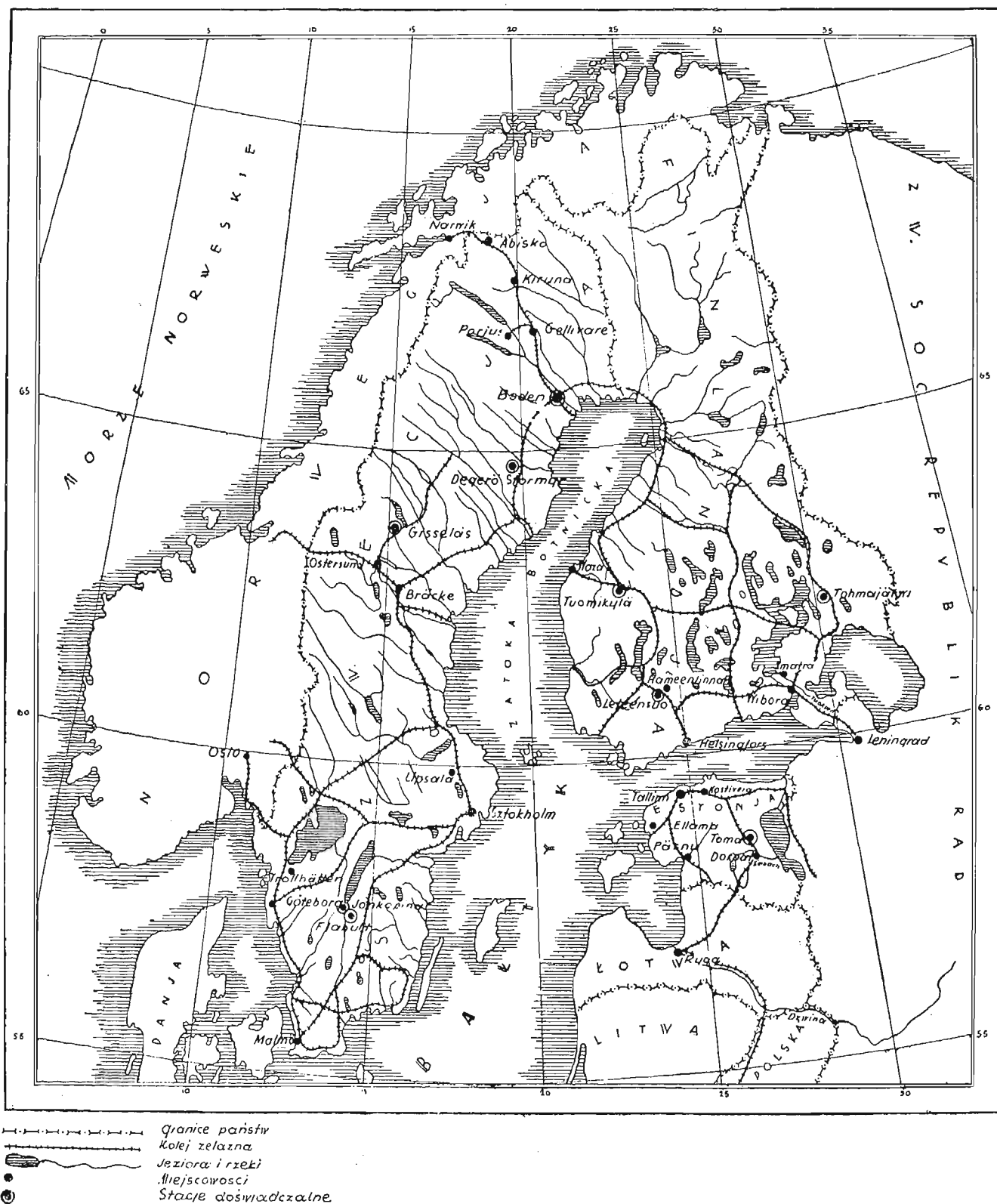
W krajach północnych, które zwiedziliśmy, sprawa torfowa jest szczególnie ważną i palącą, bardziej niż w innych krajach europejskich. Grunta bowiem mineralne są już tam w całości poddane wysokiej kulturze, dalsza więc ekspansja rolnicza, niezbędna wobec przyrostu ludności, może się odbywać tylko na torfach. Ze szczególną więc troskliwością i nie szczędząc ofiar pieniężnych, wymienione wyżej państwa popierają wszelkie usiłowania, mające na celu zbadanie torfowisk i uprzystępnienie ich dla kultury.



### Estonja.

Zwiedzanie rozpoczęliśmy od Estonji. Estonja ma 47.500 *klm*<sup>2</sup> powierzchni i 1.110.000 mieszkańców. 1/3 całego obszaru zajmują wysokie i niskie torfy. Narazie studjuje się tylko torfowiska niskie, których jest mniej; badania torfów wysokich, mniej nadających się dla kultury, od-

osadnictwa (kolonizacji) na torfach, zwiedził on Niemcy, Holandję, Danję, Norwegję i Szwecję; w broszurze w języku estońskim (która ze względu na zawarte w niej interesujące i nas materiały będzie przetłumaczona na język polski) opublikował rezultat tej wycieczki naukowej (patrz literatura Estonji).



Rys. 1.

chodzi się na później, gdzieśgdy wysoki torf eksploatuje się na cele przemysłowe (ściółka) lub opałowe.

Sprawą uprzystępnienia niskich torfów Estonji dla kultury rolnej zajmuje się dr. Leo Rinne, profesor uniwersytetu w Tartu (Dorpacie). Celem gruntownego zaznajomienia się ze sprawą kultury torfów, a w szczególności

Przeprowadził on nadto w latach 1924 i 1925 szczególne w tym kierunku badania, których rezultatem jest wydana w r. 1927 praca w języku estońskim: „O przydatności niskich torfów Estonji dla uprawy roślin rolniczych”. Wnioski, do jakich doszedł Rinne dadzą się streścić jak następuje.



Estońskie torfowiska niskie posiadają przeważnie sprzyjający uprawie roślin rolniczych stopień rozkładu. Na bardzo wielu z tych torfowisk, bądź brak zupełnie drzewostanu, bądź jest bardzo rzadki i lichey, co zmniejsza do minimum koszty karczowania przy zakulturowywaniu ich.

Torfy estońskie, dzięki miejscowym warunkom, można często meljorować przez dodawanie gleby mineralnej (głina, piasek), a sprzyjające warunki zalewowe ułatwiają wykorzystywanie tych torfów. Górne warstwy składają się przeważnie z turzycy.

Pod względem ciężaru gatunkowego, jak i zawartości popiołu, wapna i azotu, należy zakwalifikować torfy estońskie, jako nadające się do uprawy roślin rolniczych, a często nawet jako dla tego celu bardzo wartościowe (szczególniej torfy dobrze rozłożone). Przy wykorzystaniu niskich torfów estońskich dla uprawy rolnej potrzebne jest w wielu wypadkach nawożenie w odpowiednich ilościach kwasem fosforowym i potasem.

Warunki klimatyczne estońskich torfów niskich różnią się częściowo od warunków sąsiednich gleb mineralnych, co zaznacza się szczególnie przez większe wahania temperatury na gruntach torfowych podczas okresu wegetacyjnego i w tym czasie częstsze również i ostrzejsze przymrozki nocne na torfach.

Powyższe wnioski stwierdzają, że estońskie torfy niskie są dla celów rolniczych odpowiednie, często nawet b. wartościowe i że wykorzystanie tych torfów jest naogół rentowne.

Poza profesorem Rinne zajmuje się rolniczą uprawą torfów „Estońskie Towarzystwo kultury torfów”, które przy pomocy finansowej Rządu swego utrzymuje stację doświadczalną torfową w Tooma 4 *klm* od stacji kolejowej Vögeva na linii Tartu-Tallinn (Dorpat-Reval).

Warto jest zaznaczyć że stacja ta leży na dawnej polsko-szwedzkiej granicy, o której pamięć zachowała się wśród ludności miejscowej do dnia dzisiejszego.

Stacja w Tooma, założona w r. 1908, obejmuje około 100 *ha* niskich torfów; obok leży ogromne, bo kilka tysięcy *ha* zajmujące, torfowisko wysokie.

Doświadczenia robi się tylko na torfach niskich, na wysokich zaś wyłącznie czysto naukowe, przeważnie botaniczne badania. Głównie studjuje się uprawę traw łąkowych, pastewnych, tudzież sprawę wyzyskania torfowiska jako pastwiska dla bydła; na drugim planie zdaje się stać uprawa zbóż (głównie żyta) i jarzyn (głównie kartofle). Przeważnie chodzi o zestawienie odpowiednich dla torfów mieszanek traw, mniej zaś o studia hydrologiczne i meljoracyjne (odstępy drenów i rowków).

Rezultaty naogół są bardzo zachęcające, szczególnie co do traw łąkowych i pastwisk.

Stacja w Tooma urządzona jest i zagospodarowana celowo i starannie: wszędzie panuje ład i porządek wzorowy. Na rolników wywiera ta stacja wpływ znaczny, uczą się oni i zdobyte na stacji metody przyswajają, zastosowując na swoich gospodarstwach.

Kierownikiem stacji jest Rinne, ponadto pracują tam: dr. T. W. Thomson, botanik, docent Uniwersytetu w Tartu, dyplomowany agronom N. Roosa i p. Leper.

W odległości 20 *klm* od Tooma znajduje się w miejscowości Jögeva doskonale urządzona stacja hodowli i selekcji nasion, subwencjonowana przez Państwo. Stacja istnieje od 1920 r., obejmuje 330 *ha* gruntów mineralnych i torfowisk oraz kilka tysięcy poletek doświadczalnych. Obecnie włącza się do stacji torfowiska niskie i przeprowadza doświadczenia głównie z trawami pastewnymi.

Stacja jest doskonale wyposażona w siły naukowe. Dyrektorem jest p. Pill, specjalista zbożowy, ponadto pracuje tam p. Mets, specjalista w dziale hodowli traw łąkowych i p. Amisopp, specjalista (z 20-letnią praktyką) w dziale uprawy kartofli.

Ponadto prowadzone są obserwacje meteorologiczne i studia ekologiczne.

Oprócz stacji doświadczalnych na uwagę zasługują w Estonji roboty meljoracyjne wykonywane przez Państwo. Podczas naszej bytności było w całym Państwie około 300 pól roboczych. Są to przeważnie roboty drobne: regulacje mniejszych rzeczek i kopanie kanałów odwadniających dla stworzenia odpływów, umożliwiających osuszenie bagien torfowych.

Roboty te wykonywane są przeważnie w związku z przeprowadzoną w Estonji reformą rolną, aby umożliwić osadnikom szczegółowe zmeljorowanie i zagospodarowanie swych działek. Roboty prowadzi bezpośrednio Ministerstwo Rolnictwa, do którego kompetencji należą wszelkie sprawy wodne. Rzeki estońskie reguluje się głównie w celach meljoracyjnych. Jedyną rzeką żeglowną w Estonji jest Embach na długości 80 *klm* pomiędzy jeziorami Wirz i Peipus (Pejpsi).

Zwiedziliśmy kilka robót regulacyjnych na wschód od Tallinnu (Revalu), a mianowicie a) regulację kanału Leva, dopływu rzeki Purity, uchodzącej do Zatoki Fińskiej. (Kanał ten ma 17 *klm* dług. i odwadnia 3.500 *ha* łąk torfowych), b) regulację potoku Raasiku — 12 *klm*, przeprowadzoną również dla umożliwienia kultury na torfach.

W związku z jedną i drugą regulacją idzie osadnictwo według z góry obmyślonemu planu. Osadnicy otrzymują na godzinę 20—50 *ha* torfowisk, działki na gruntach mineralnych są znacznie mniejsze. Osadnicy odwadniają i uprawiają stopniowo swoje działki. Plony u osadników są oczywiście znacznie mniejsze niż na stacjach doświadczalnych, a powodem tego jest głównie mniej staranne odwodnienie i trudność posiłkowania się w odpowiednich ilościach nawozami sztucznymi, których cena jest wysoka. Pomimo to jednak plony niektórych roślin (owies, żyto, kartofle, wyka, peluszką) są zupełnie zadawalające. Jedną z osad (p. Fryderyka Kaska), zwiedziliśmy szczegółowo.

W majątku Kostivere (po reformie rolnej majątek państwowy) nad potokiem tej samej nazwy jest na niskim torfie przed 15 laty założona i zakulturowana łąka, która przy corocznym nawożeniu potasem i fosforem daje do 5.000 *kg* siana rocznie z 1 *ha*. Z tego wynika, że nie tylko na stacjach, lecz i w gospodarstwach prywatnych, przy odpowiedniej uprawie torfów, dochodzi się do bardzo dobrych rezultatów.

Mówiąc o torfach estońskich, nie można pominąć faktu, że oprócz kultury rolnej prowadzona jest eksploatacja torfów dla celów przemysłowych. Istnieją mianowicie 3 elektrownie opalane torfem: w Aroküla (koło Tallinna), w Pärnu (na południowy zachód nad zatoką Pärnu) i w Ellama (przy kolei Tallinn-Haapsala) w kierunku zachodnim od Tallinna.

Tę ostatnią zwiedziliśmy: posiada ona moc 1.750—2.000 *KW*. Stacja ta w roku ubiegłym zużyła około 70.000 *m<sup>3</sup>* torfu, wydobytego z torfowiska tejże nazwy. (550 *ha* wysokich słabo rozłożonych torfów).

Wszystkie te elektrownie powstały po wojnie jako przedsiębiorstwa państwowe kosztem dużych ofiar pieniędzy i służą dla zmniejszenia importu węgla.

#### Estonja — literatura torfowa.

Rinne L. „Über die Tiefe der Eisbildung und das Auftauen des Eises im Niederungsmoor“ — Dorpat 1927.

Rinne L. „Die Phosphorsäuredüngung der Niederungsmoorwiesen unter besonderer Berücksichtigung des „Eesti Phosphorit““ Dorpat 1929 r. (W języku estońskim, ze streszczeniem niemieckim).

Rinne L. „Über die Tauglichkeit der Niederungsmoore Estlands für den landwirtschaftlichen Pflanzenbau“ — Dorpat 1927 r. (W języku estońskim, ze streszczeniem niem.).

Rinne L. „Soode koloniseerimise ja kultiveerimise valismail“. O kolonizacji i uprawie bagien zagranicą. Dorpat

1927 r. (W broszurze tej autor dał wiele cennego materiału dotyczącego się zarówno kultury torfów jak i kolonizacji na torfach w Niemczech, Holandji, Danji, Norwegji i Szwecji. Staraniem Biura Meljoracji Polesia broszura ta zostanie przetłumaczona na język polski, jako zawierająca mogące i nas zainteresować wskazówki).

### Finlandja.

Finlandja (po fińsku Suomi) zajmuje 387.000 *klm*<sup>2</sup>, z czego przypada na jeziora 42.000 *klm*<sup>2</sup>, czyli około 11% (por. ryc. 2).

Gruntów mineralnych ornych jest zaledwie około 34.800 *klm*<sup>2</sup> (3.480.000 *ha*) czyli — 9% powierzchni, lasów 47% powierzchni, reszta czyli około 33% to bagna i moczary torfowe, częściowo porośnięte lasem.

Kraj pagórkowaty — wzniesienia nie przekraczają 500 m n. p. m. Wzgórza składają się z granitów, gnejsów, kwarcytów i piaskowców. Przed epoką dyluwjalną Finlandja pokryta była wysokimi górami, które zostały zniszczone przez lodowce.

W wielu wypadkach, szczególnie w dolinach rzek, obecne wysokie torfy powstały na pierwotnych torfach niskich, wtargnąwszy na nie wskutek sprzyjających po temu w jakimś okresie warunków.

Co do obszaru torfów, znajdujących się w kulturze rolnej, brak ścisłych danych. W przybliżeniu wynosi on około 14.000 *klm*<sup>2</sup>.

Stosunek ogólnego obszaru torfów finlandzkich do terenów, będących w kulturze, powoduje konieczność wielkiego nakładu pracy i znacznych funduszy dla uprawy narazie choćby tylko torfów niskich, ze względu na ogromne ogólnopństwowe znaczenie tej sprawy.

Naogół torfowiska finlandzkie powstały wskutek zarośnięcia większych lub mniejszych zbiorników wody, rzadziej zaś i wówczas na nieznacznych tylko przestrzeniach, przez powolne zabagnienie suchych obszarów. W południowej i zachodniej części kraju spotyka się przeważnie gliniaste gleby, wówczas, kiedy w północnej i środkowej piaszczyste. Grubość pokładów torfowych jest bardzo różna, najczęściej 2—3 m. Największa dotąd stwier-



Ryc. 2.

Karlberg koło Tavastelus (Finlandja) widok jeziora.

Ilość opadów wynosi 400—500 mm. Rozkład ich w ciągu roku nie jest bardzo korzystny. Lipiec i sierpień zwykle najobfitsze w deszcze, czerwiec zaś bywa bardziej suchy. Zgubnemi w skutkach dla kultur rolnych są częste przymrozki nocne, mogące się przytrafić całe lato.

Uprawa poszczególnych gatunków zbóż sięga na północ do następujących granic:

żyto do 67° półn. szer.,

jęczmień do 68° półn. szer.,

owies do 65°30' półn. szer. nad zatoką Botnicką, zaś do 62°40' półn. szer. na wschodniej granicy Finlandji,

pszenica do 61°30' półn. szer.

Obszar torfowisk według najnowszych zestawień i pomiarów wynosi 102.000 *klm*<sup>2</sup>, a więc w przybliżeniu 1/3 część powierzchni całego Państwa.

Torfy nie są równomiernie rozłożone i tak południowa i południowo-zachodnia część kraju są stosunkowo ubogie w torfy, natomiast w północnej i wschodniej części znajdują się bardzo rozległe obszary torfowe. Naogół znacznie więcej jest torfów wysokich; niskie spotykają się przeważnie w środku kraju i częściowo na południu.

dzona głębokość wynosi 10 m. Budowa wewnętrzna torfów finlandzkich podobna jest do innych. Na glinie lub piasku znajduje się cienka warstwa szlamowa (gyttja), składająca się ze szczątków różnych gatunków glonów i nasion licznych roślin wodnych, wśród których często spotyka się nasionka różnych gatunków rdestnicy (*Potamogeton*). Na tym szlamie leży torf o grubej miąższości, bogaty w nasiona i szczątki roślin wodnych oraz resztki drobnych żyjątek wodnych. Wyżej leży torf, składający się przeważnie z trzciny i skrzypów. Na tej warstwie znajduje się torf przeważnie turzycowy (*Carex rostrata* często). Takim jest uwarstwienie przeważnej ilości niskich torfów finlandzkich. Torfy sflagrowe, wysokie (złożone głównie z *Sphagnum fuscum*) leżą warstwą różnej grubości, rzadko powyżej 2 m na torfach niskich, na warstwie turzycowej.

Florę powierzchni wysokich torfów stanowią różne gatunki mchów torfowców (*Sphagnum*), a więc oprócz *Sph. fuscum* — *Sph. medium* i *Sph. cuspidatum*.

Rzadko stojące sosny (*Pinus silvestris*), a jeszcze rzadziej brzozy (*Betula alba*) i świerki (*Picea excelsa*), karłowate o chorowitym wyglądzie, stanowią jedyne drzewa, wiodące na tych obszarach nędzną egzystencję.

Krzewów spotykamy więcej, np. modrzewnicę zwyczajną i północną (*Andromeda polifolia* i *calyculata*), żórawinę (*Oxycoccus quadripetala*), borówkę bagienną (*Vaccinium uliginosum*), bagno (*Leidum palustre*) i bażynę (*Empetrum nigrum*). Na starszych torfach wrzos (*Calluna*) odgrywa dużą rolę.

Z niskich torfowisk najpospolitsze i najbardziej rozległe są porośnięte skrzypami (*Equisetum helocharis*, tu rzycami (np. *Carex rostrata*) i innemi. Z mchów najczęściej spotyka się *Ambystegium exannulatum*.

Torfowiska powyższego typu opanowały węższe lub szersze pasy płaskich brzegów fińskich jezior i wolno płynących płytkich rzek.

Z torfów leśnych, powstałych przeważnie wskutek zabagnienia suchych gruntów leśnych, najczęściej występują torfy na miejscu dawnych lasów świerkowych, zajmując często bardzo nawet rozległe obszary, wówczas, gdy torfy olchowe spotykają się rzadziej i na małych przestrzeniach.

Według dokumentu z 1325 r. kultura torfów w Finlandji już wówczas była stosowana, częstsze jednak wzmianki o łąkach torfowych i uprawie torfów znajdują się dopiero w literaturze rolnej 17 wieku. Omawiana kultura ograniczała się (do 20 wieku) prawie wyłącznie do spalania powierzchni torfów i wyzyskiwania potem tych terenów dla uprawy zbóż lub łąk. Ten sposób był wówczas jedynie możliwym, a i dziś jeszcze spalanie gra dużą rolę przy uprawie południowego Pohjanmaa.

Uporczywa walka z zabagnionymi terenami w Finlandji od połowy 18 do połowy 19 stulecia wyraziła się w regulowaniu rzek i potoków, obniżaniu zwierciadła wód w jeziorach i osuszaniu torfowisk. Akcja ta obok przysporzenia państwu i rolnictwu terenów uprawnych niszczyła siedliska przymrozków tak zgubnych dla gospodarki rolnej.

Pierwsze właściwe osuszenie torfowisk przez rząd fiński datuje się z roku 1854, aczkolwiek sprawa ta zwróciła na siebie uwagę rządu o wiele wcześniej, bo jeszcze w latach 1740, 1747 i 1752 wydane zostały rozporządzenia, mocą których bagiennie obszary i nieużytki odludne, znajdujące się na ziemiach „wolnych“, „czynszowych“ i „królewskich“ zostały zwolnione „po wsze czasy“ od podatków, a te z nich, które mogły być zamienione na łąki, podlegały kulturze przymusowej.

W r. 1816, pod panowaniem Rosji, rząd fiński zwrócił się do cesarza Aleksandra I-go i po przedstawieniu mu gospodarczego stanu kraju podał wniosek, aby chociaż na terenach państwowych przeprowadzić na koszt rządu meljorację podstawową największych torfowisk. Tereny te projektowano wydzierzać następnie osobom prywatnym na dogodnych warunkach, zachęcając jednocześnie do odpowiedniej uprawy zapomocą premij i subsydjów.

Na skutek odnośnego w r. 1817 wydanego reskryptu cesarskiego został opracowany przez ówczesne organy kompetentne odpowiedni projekt, a sejm fiński stworzył specjalny fundusz meljoracyjno-pożyczkowy dla całego kraju (375.000 rb.). Z czasem powstały jeszcze inne fundusze na ten cel przeznaczone, dosięgając łącznie sumy 250.000 rb.

Akcja postępowała zwolna, dopiero w roku 1891 powstała na Konferencji rolniczej myśl założenia „Fińskiego Towarzystwa kultury torfów“. Myśl ta została wprowadzona w czyn w r. 1894-ym i stworzone zostało towarzystwo o doskonałej i sprężystej organizacji, które postawiło sobie za cel badanie zalegania torfów, doświadczalnictwo torfowe, badania torfów pod względem ich przydatności dla kultury rolnej i dla celów przemysłowych i t. d. Dyrektorem „Towarzystwa Kultury Torfów“ jest obecnie p. inż. Malm, który z niezwykłą uprzejmością i gorliwością zajął się nami, udzielił wszelkich informacji, zaopatrzył w odnośną literaturę i towarzyszył w podróży.

Działalność swoją Tow. kultury torfów rozwinęło bardzo pomyślnie. Urządza wykłady, udziela porad w sprawach torfowych rolnikom, rokrocznie zwołuje konferencje, połączone z wykładami, dającymi pole do dyskusji i ze zwiedzeniem dobrze uprawnych kultur torfowych i przedsiębiorstw torfowo-przemysłowych.

Wielką też rolę odgrywają systematyczne badania kompleksów torfowych pod względem botanicznym, agronomicznym i chemicznym, zarówno jak i pod względem przemysłowego wykorzystania torfów. Badania te wykazały między innymi celowość tak zw. szczepienia gleby, czyli nawożenia torfów wysoką gliną i piaskiem.

Tow. kultury torfów w Finlandji poświęca szczególnie wiele trudu dla zbadania zagadnienia chemicznego składu torfów. Analizy, które obejmują również materiały meljoracyjne — glinę i piasek, są głównie skierowane w celu określenia a) zawartości azotu, substancji organicznych i niektórych ciał mineralnych, jak również b) w 4% -ym kwasie solnym rozpuszczalnych części tych substancji.

Skład wysokich torfów fińskich wykazał dzięki tym badaniom wielkie podobieństwo do torfów niemieckich odpowiedniego pochodzenia, wówczas gdy niskie torfy fińskie najbardziej podobne są do niemieckich torfów „przejęciowych“ z tą tylko różnicą, że te ostatnie są bogatsze w wapień, a biedniejsze w potas. Różnicy tej można było się spodziewać wobec przewagi formacji granitowych w Finlandji.

Poniżej podana tabliczka wykazuje różnice pomiędzy składem chemicznym wysokich torfów niezmeljorowanych i zmeljorowanych przez dodanie gliny.

1 m <sup>3</sup> zawiera kg.	Wysoki torf niezmelj.	Wysoki torf zmeljor.
Wody . . . . .	717	513
Subst. organiczn. . . . .	77,8	99
Subst. mineral. . . . .	1,9	243
Azotu . . . . .	0,87	2,40
Potasu . . . . .	0,07	8,50
Wapnia . . . . .	0,37	7,69
Kwasu fosforowego . . . . .	0,29	1,08

Towarzystwo liczy obecnie około 1.000 członków, którzy płacą rocznie po 25 M. F. tytułem składki (5-50 złp.). Rząd subwenjuje Towarzystwo znacznymi kwotami, zwiększającymi się z roku na rok. W r. 1927 kwota subsydjum wyniosła 740.000 M. F. (około 185.000 złp.).

Towarzystwo ma również dochody ze sprzedaży traw i płonów na stacjach doświadczalnych oraz z fabryki ściółki torfowej.

W ciągu swej działalności Towarzystwo zebrało bogaty zielnik fińskich gatunków *Sphagnum*, kolekcję zbóż, kolekcję szczątków roślinnych, znajdujących się w torfach fińskich, oraz mnóstwo ciekawych fotografii.

Celem poinformowania zarówno członków swych, jak i szerszej publiczności o wynikach badań prowadzonych Towarzystwo wydaje rokrocznie sprawozdanie.

Fińskie Towarzystwo kultury torfów utrzymuje obecnie trzy stacje torfowe doświadczalne, a mianowicie:

1. Leteensuu — 108 *kilom* na północ od Helsingforsu przy kolei Helsingfors-Wasa — 20 *kilom* od miasta Hämeenlinna (po szwedzku Tavastehus).

Stacja założona w roku 1902 na torfach wysokich. Obszar doświadczalny 10 *ha*. Torfowisko osuszone rowkami 60—70 *cm* głębokimi w odstępnie 10—20 *m* (doświadczenia wykazały, że odstęp 20 *m* jest nawet dla zbóż zupełnie wystarczający). W razie posuchy zwierciadło wody podnosi się szluzkami na 50—60 *cm* poniżej powierzchni.

Urodzaje tak trawy jak i zboża (głównie żyto) na ogół dobre, co wskazuje, że i wysokie torfy można zdobyć dla kultury rolnej. Nawozy stosuje się tu głównie potasowe.

Przeprowadzane są też doświadczenia z przykrywaniem torfu warstwą gliny, lub piasku grubości 2—3 *cm*,



czyli na 1 ha 200–300 m<sup>3</sup>. Jest to operacja bardzo kosztowna i w naszych warunkach poleskich rzadko gdzie może znaleźć zastosowanie. Dodać trzeba, iż nawożenie ziemią mineralną działa tylko około 10 lat, poczem trzeba je odnawiać.

Nawożenie gliną lub piaskiem do pewnego stopnia zmniejsza potrzebę stosowania nawozów potasowych, przy czem glina daje lepsze wyniki niż piasek, zawiera bowiem więcej i łatwiej rozpuszczalnych pożywek dla roślin, a i nawozy fosforowe działają na glinie lepiej, zwłaszcza w pierwszych latach.

Kierownikiem Stacji Leteensuu jest inżynier agronom Antti Vesikivi, współpracownikiem magister filozofji pani Aune Mustonen.

Mimoходом wspomnieć należy, iż w odległości 16 klm od Leteensuu, w miejscowości Lepaa, znajduje się doskonale urządzona państwowa szkoła ogrodnicza w majątku, darowanym Państwu przez b. właściciela p. Heimbürgera.

2. Stacja doświadczalna w Tuomikylä, odległa o 1 klm od stacji kolei Helsingfors-Wasa leży na 63° szer. geograf.

Po szwedzku nazywa się ta stacja: „Syd-Osterbott-niska Försökstation“.

Obejmuje 200 ha torfów niskich i wysokich z czego 20 ha (przeważnie niskich torfów) jest w uprawie.

I tutaj stosuje się na torfach wysokich nawożenie gliną z dodaniem wapna, co daje b. dobre rezultaty, szczególnie dla jarzyn. Przy opisanej stacji znajduje się właśnie wzmiankowana wyżej fabryka ściółki, założona w r. 1915. Dochody jej pokrywają koszty utrzymania całej stacji, tak iż stacja jest w ten sposób samowystarczalna. Pracują w tej fabryce przeważnie więźniowie, bowiem obok wznosi się więzienie państwowe (głównie dla wojskowych).

Kierownikiem Stacji jest obecnie magister filozofji E. G. Svinhufvud, syn b. marszałka sejmu fińskiego, zasłużonego działacza w walce z caratem o autonomję Finlandji.

W sąsiedztwie opisanej stacji znajdują się gospodarstwa chłopskie na torfach niskich, a gdzieniegdzie i na wysokich.

Działki te są naogół słabo odwodnione i gorzej uprawne niż tereny na stacji, pomimo to jednak plony, aczkolwiek mniejsze, są zadawalniające.

Chłopi jeszcze często stosują tu uprawę przy pomocy spalania powierzchni torfu (po niemiecku „Brennkultur“)

Wspomnieć należy, że odległości 21 klm od Sejnäjoki, w miejscowości Ulistaro, znajduje się założona w r. 1917 stacja doświadczalna hodowli roślin.

Mieliśmy również sposobność zwiedzenia majątku Orisberg, koło stacji kolejowej Orismala, dzięki niezwykłej uprzejmości i gościnności właściciela p. radcy rolnictwa Eda Björkenheima który właśnie niedawno wrócił z wycieczki do Polski, przywożąc wiele pamiątek i miłe wspomnienia. Pan Björkenheim pokazał nam także zmeljorowaną i uprawioną 85 hektarową łąkę na niskich torfach. Meljoracja polega na osuszeniu płytkimi rowami. Przy dość słabym nawożeniu zbiera się jednak do 40 q siana z 1 ha, a tam gdzie uprawia się zboże — do 20 q owsa.

Okolice od Sejnäjoki do morza (zatoki Botnickiej) jest wyjątkowo urodzajna, jest to jakgdyby wyspa wśród jezior i skał granitowych.

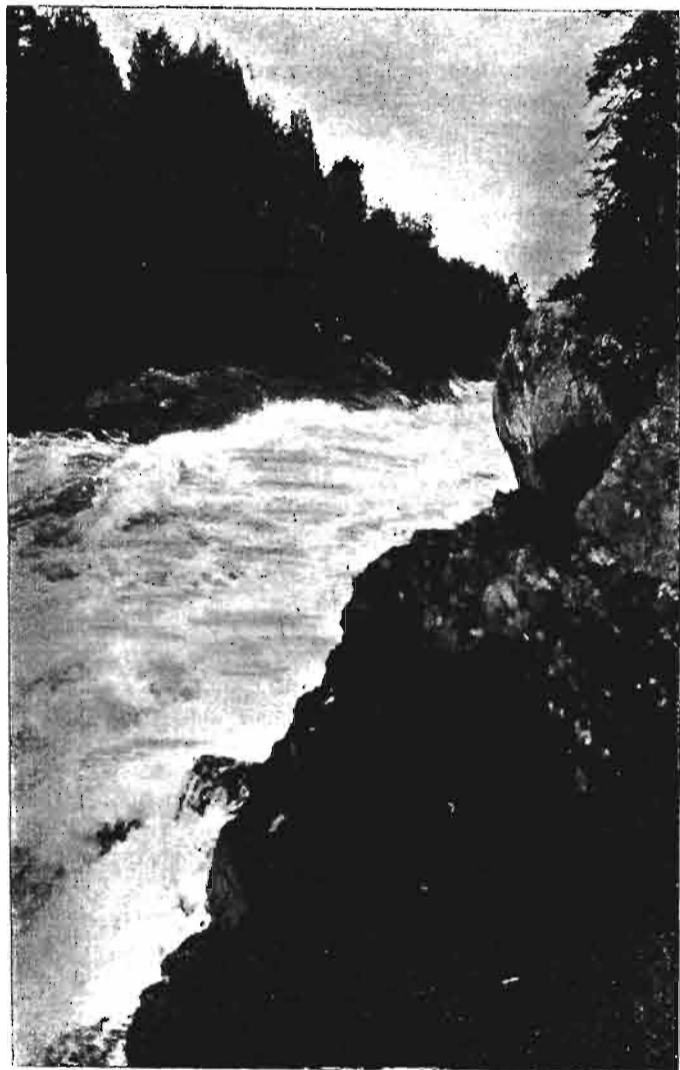
3. Stacja doświadczalna w Tohmajärvi w Karelii (Karelska försökstationen) znajduje się na północno-wschód od Wyborga (po fińsku Viipuri) przy linii kolejowej Wyborg-Nurmes. Jest to najnowsza stacja dla zbadania przydatności torfów karelskich dla kultury rolnej.

Rezultaty badań i doświadczeń naukowych „Tow. kultury torfów“ publikuje w wydawanym przez siebie roczniku (w języku fińskim i szwedzkim — Finska Mooskulturföreningens Arsbok), składający się z 3–4 zeszytów.

Ponadto wydaje Towarzystwo osobne publikacje propagandowe (Finska Mooskulturföreningens Flygskrifter).

Obecnie w Finlandji kładnie się główny nacisk na łąkową kulturę na torfach. Wskutek północnego położenia Finlandji uprawa zboża niema tutaj takiego znaczenia, jak w krajach bardziej ku południowi położonych. Zresztą sytuacja taka wytworzyła się również dzięki dużej ilości bagien, na których częste przymrozki w porze letniej niemal zupełnie uniemożliwiają kulturę zbożową.

W ostatnich paru dziesiątkach lat rolnicy finlandzcy przeszli prawie wyłącznie na gospodarkę mleczną i hodowlaną; masło jest jednym z najważniejszych artykułów eksportowych w Finlandji. Wszystkie warunki wiążą się w łańcuch, mający w konsekwencji główny cel przy meljoracji — stworzenie dobrych i trwałych łąk. Finlandja, jako kraj bogaty w torfy, posiada wiele warunków dla stworzenia również przemysłu torfowego. W ostatnim 20-leciu przemysł ten zaczął się rozwijać pomimo niekorzystnych skądinąd warunków: zaledwie 50–60 dni roboczych w roku nadaje się dla pracy przy torfie i trzeba wykorzystywać jasne noce dla tego celu.



Ryc. 3.  
Inatira (Finlandja).

Początkowo torfy wysokie sprzedawano do Rosji przeważnie jako ściółkę i używano go jako materiału izolacyjnego dla wypełnienia przestrzeni pod podłogami. Taniść drzewa nie stwarzała konieczności eksploataowania torfu jako paliwa. Nawet koleje w Finlandji opłacało się opałać drzewem. Wyczerpywanie się jednak lasów, wojna światowa i trudności w otrzymywaniu, acz niewielkich ilości węgla kamiennego, brakującego zupełnie w Finlandji,

wpłynęły na powstanie kilku przedsiębiorstw torfowo-opalowych.

Finlandja jest ponadto krajem olbrzymich sił wodnych. Wielkie jeziora, położone na różnych poziomach i łączące się ze sobą zapomocą krótkich rzek o dużych spadach, tworzących niekiedy kilka lub kilkunastometrowe kaskady, magazynują ogromne masy wód, dających się wyzyskać stosunkowo tanim kosztem.

Mieliśmy sposobność zwiedzić budujący się zakład wodno-elektryczny w Imatra, około 70 *klm* na północ od Wybarga. Rzeka Vuoksen, wypływająca z jeziora Saima, tworzy wśród skał granitowych wodospad (kataraktę) 1.300 *m* długi, a 18,4 *m* szeroki. Dorzecze wynosi 60.000 *klm*<sup>2</sup>. Średnia woda 576 *m*<sup>3</sup>/*s*, co odpowiada 141.000 HP. U wodospadu rzeka zwęża się ze 115 *m* do 19 *m* (por. ryc. 3).

W roku 1920 zezwolono na budowę zakładu na 90.000 HP. narazie kosztem 10 milionów dolarów. Budowa jest już na ukończeniu i zakład zostanie wkrótce oddany do użytku.

Na wzmiankę zasługuje także w tej okolicy kanał Saima, łączący Wybarg z jeziorem Saima. Ma 59 *klm* długości, z tego 32 *klm* kopanych; głębokość wody w kanale 2-67 *m*. Różnica wysokości między jeziorem Saima, a zatoką Fińską w Wybargu — wynosi 76 *m* i pokonana jest zapomocą 36 szluz komorowych.

#### Finlandja — literatura.

Harry Warén „Untersuchungen über die botanische Entwicklung der Moore mit Berücksichtigung der chemischen Zusammensetzung des Torfes“ (w jęz. niem.). Helsinki 1924.

Mauno J. Kotilainen. „Untersuchungen über die Beziehungen zwischen der Pflanzendecke der Moore und der Beschaffenheit, besonders der Reaktion des Torfbodens“. Eine pflanzenökologische Studie mit Rücksicht auf die praktische Bewertung der Ergebnisse (po niem.). Helsinki 1928.

E. F. Simola. „Über die Ernteerträge und die Ausdauer von reinem Thimothee- und von Mischgras auf einem Niedermoor mit und ohne Lehm und Sand bei Benutzung verschiedener Düngungen während des Zeitraumes 1916—1922“ (po niem.). Helsingfors 1923.

Pauli Tuorila „Wirkung der Kalziumkarbonat- und Schwefelsäure zugaben auf die Azidität von verschiedenen Torfarten“ (po niemiecku) Helsinki 1928.

E. F. Simola. „Die Ergebnisse der Grassamenmischungsversuche an der Versuchsstation Leteensuu 1907—1919“. Helsinki 1923 (w języku fińskim z niem. streszczeniem).

Harry Warén. „Die praktisch-wissenschaftliche Untersuchung der Moore nach den vom Finnischen Moorkulturverein angewandten Methoden“ (w języku fińskim — ze streszczeniem w jęz. niemieckim). Helsinki 1925.

Kaarlo Teräsvuori. „Die Kanalisierung des Pelsmoores (1857—1866) nebst einem Überblick über die Vorgeschichte der Moorentwässerung in Finland“ (w jęz. fińskim ze streszczeniem niemiec.). Finska Mosskulturföreningen vid XII allmänna finska lantbruks-uställningen i Tammerfors år 1922 (po fińsku). Helsingfors 1922.

Antti Vesikivi. „Suonpolttoviljelyksen nykyinen laajuus — Etelä-Pohjanmaalla, Arittäinkin Ilmajoella“. Helsinki 1922 (w jęz. fińskim). Erläuterungen zur Kollektion des Finnländischen Moorkulturvereines (Ausstellung für Moorkultur und Torfindustrie zu Berlin 1924) Helsingfors 1924. (Dok. n).

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Budownictwo.

— **Nowe kształty dźwigarów stopniowanych** opisuje Müller w *Deutsch. Bauz. Konst.* (1926, str. 133). W ostatnich czasach zaczynają w Niemczech dla większych rozpiętości używać zamiast dźwigarów kratowych wielobocznych belki równoległe stopniowane. Przy podporach jest belka niska równoległa, która przechodzi potem w belkę równoległą  $1\frac{1}{2}$  razy wyższą, a przy wielkich rozpiętościach tworzymy jeszcze jeden stopień o podwójnej wysokości.

— **Suszenie nowych budowli** wedle sposobu Wojciecha Wagnera opisuje *Deutsch. Bauz. Konst. u. Ausf.* (1927, str. 40). Piece żelazne do suszenia są na kołach. Gruba rura żelazna prowadzi z pieca do muru powietrze ogrzane przesycone kwasem węglowym, które przenikając pory muru oddaje kwas węglowy wapnu, który wodę zamienia w parę i uprowadza. W ten sposób można nową budowlę wysuszyć w przeciągu 4 dni, przyczem tynk twardnieje, a nowa budowla nie potrzebuje stać próżna parę miesięcy, jak dotychczas.

— **Wpływ połączenia przeciwległych domów drutami** omawia Rudolf Heerd w *Deutsch. Bauz. Konst.* (1927, str. 156). Jeśli domy nie są połączone drutem, to przy ruchu ulicznym drgają. W wysokości 7 do 10 *m* wychylenie wynosi 2 do 4 *mm*. Jeśli fundament jest dobry, nie pociąga to za sobą większej szkody. Inaczej się dzieje, jeżeli połączymy dwa domy drutem stale zapomocą rozet. Ciągnięcie drutu otrzymano około 200 *kg*. Przy powstaniu drgań muru drut zaczyna także drgać, co znowu oddziałuje na mury. Autor przytacza kilka przykładów uszkodzenia wskutek tego budynków. We Frankfurcie w r. 1918/9 wypadł cios, do którego przytwierdzono rozetę. Także w powalach powstają pęknięcia, nawet w dalszych pokojach, przyczem kierunek pęknięć jest do rozety. W innym wypadku zawaliła się ścianka przedziałowa w pobliżu rozety. W r. 1927 zawaliła się we Frankfurcie ściana szczytowa, co autor też przypisuje sile żywej około 250 *kg* wywarłej przez drut. Inaczej rzecz się przedstawia, gdy drut łączy dom z masztem. Wtedy

wstrząśnienia przenoszą się na maszt, a dom z tego powodu nie cierpi. *Dr. M. Thullie.*

### Żelazo - beton.

— **Cisnienie boczne mokrego betonu** na deskowanie oblicza Dr. Noack w *Deutsch. Bauz. Konst.* (1926, str. 187) i wyniki zestawia w tablice.

— **Wpływ błędnego ułożenia wkładki żelaznej** w płytach i belkach żelbetowych na naprężenia w żelazie i betonie omawia prof. Kleinlogel w *Deutsch. Bauz. Konst. u. Ausf.* (1927, str. 6). Błąd w ułożeniu tem mniejszy ma wpływ na naprężenia, im grubszą jest płyta lub wyższą belka. Autor uzyskuje przy płycie 10 *cm* grubej przy przesunięciu wkładki o 1 *cm* naprężenie w żelazie zamiast 1200 *kg/cm*<sup>2</sup> już 1360 *kg/cm*<sup>2</sup>, przy przesunięciu o 2 *cm*, zaś 1580 *kg/cm*<sup>2</sup> i  $\sigma_b = 63$  *kg*. Przy belce żelbetowej 25 *cm* wysokości i przesunięciu wkładki o 2 *cm*, otrzymujemy  $\sigma_z = 1324$  *kg/cm*<sup>2</sup>, więc zwiększenie o 11%. Przy wyższych belkach wpływ jest mniejszy.

— **Doświadczenia co do naprężeń w ściance belek żelbetowych** wykonali Frank Richart i Ludwik Larson w doświadczalni Uniwersytetu Illinois (biuletyn 175 z marca 1928). W części drugiej tych doświadczeń opisane są belki wystające. Do doświadczeń użyto 59 belek prostokątnych o długości 5-49 *m*, szerokości 20-3 *cm* a 35-6 *cm* użytecznej wysokości i 3-66 *m* rozpiętości, 17 belek wykonano w 1911 r., 42 w r. 1917. Moment na podporach był 2 razy tak wielki, jak w środku. W belkach z r. 1911 procent uzbrojenia wahał się od 0-3 do 0-8. Przeciw ciągnięciom głównym uzbrojono przeważnie strzemionami i jednym rzędem prętów odgiętych. W belkach doświadczeniach w r. 1917 użyto przeważnie prętów odgiętych na końcu dobrze zakotwionych, uzbrojenie podłużne było też większe około 2% na podporze i 1% do 2% w środku rozpiętości. Mierzono dokładnie naprężenia żelaza w uzbrojeniu podłużnym i przeciw ciągnięciom głównym i notowano wszelkie pęknięcia.

W belkach ze strzemionami stwierdzono największe naprężenie w strzemionach w odstępach od podpory równym około

wysokości belki. W belkach z prętami odgiętnymi zwykle największe naprężenie stwierdzano w prętach, których górne załączenie było odległe od podpory mniej, niż wysokość belki. Naprężenia w strzemionach i prętach odgiętych były małe w punkcie przegięcia linii ugięcia.

Doświadczenia stwierdziły, że najlepszym uzbrojeniem belki przeciw sile poprzecznej są pręty odgięte w więcej, niż jednym rzędzie, zabezpieczając one najlepiej od rozszerzania się pęknięć. Odstęp tych rzędów musi być taki, by nie mogło się wytworzyć ukośne pod 45° pęknięcie między odgiętnymi prętami. Nie stwierdzono przesunięcia się ani pionowych strzemion ani prętów podłużnych, chyba tylko spowodowanych skruszeniem betonu w miejscach zagięć. Promień krzywizny haków był 4-8 razy średnicy pręta, przy wielkich obciążeniach ciśnienie w tym miejscu na beton było za wielkie i powodowało kruszenie się betonu, widocznie promień ten był jeszcze za mały. Przy belkach nieuzbrojonych przeciw sile poprzecznej ciągnięcie w betonie przy złamaniu było 18  $kg/cm^2$ . Jakże największe naprężenie betonu na ciągnięcie można dopuścić przy odpowiednim uzbrojeniu, tej kwestji doświadczenia te jeszcze nie rozwiązały.

— **Co do obliczenia belek żelbetowych** robi Dr. Farber w *Bet. u. Eis.* (1928, str. 77) uwagę, że obliczenie dla obciążenia zupełnego daje za małe wyniki tak co do momentów jak i sił poprzecznych. Jeżeli  $P$  jest całe obciążenie jednostajne, a obciążenie to działa tylko na części  $0.4l$  rozpiętości, to najw.  $Q = 0.809 P$  na podporze, a  $0.25 Q$  w środku rozpiętości, zaś moment największy  $\frac{Pl}{8}$  jest na długości  $\frac{2}{6}l$  w środku.

Dr. M. Thullie.

### Drugi żelazne.

— **Polskie koleje państwowe w r. 1927.** Długość linii normalnotorowych wynosiła z dniem 31. grudnia 1927 r. 17.317  $km$ , zatem zwiększyła się o 130  $km$  w stosunku do roku poprzedniego. Przeciętna długość eksploatacyjna wynosiła w 1927 r. 17.146  $km$ , w tej liczbie 5.309  $km$  linii dwutorowych.

W wymienionym okresie przewieziono 159,385.853 osób, zatem o 8.4% więcej aniżeli w r. 1926. Dochód z przewozu osób i bagażu wynosił 330.882.626 zł. Towarów przewieziono 64,838.929 ton, zatem o 10.9% więcej aniżeli w r. 1926. Dochód z przewozu towarów wynosił 890,170.097 zł.

Summaryczne dochody wyniosły 1.341,523.000 zł. (w r. 1926 1.105,171.000 zł.), wydatki 1.099,969.000 zł. (925,406.000 zł.). Nadwyżka dochodu dała 241.551.000 zł. (w r. 1926: 179,765.000 zł.). Współczynnik eksploatacyjny wynosił 81.99 (83.73).

Przeciętna długość eksploatacyjna kolei wąskotorowych wynosiła 2.268  $km$  (2.273  $km$ ). Przewieziono 1,544.654 osób (1,749.545), ładunków 4,605.825 ton (3,643.100). Ogólna suma dochodu eksploatacji wynosiła 16,815.588 zł. (13,196.339 zł.), wydatków 15,520.925 zł. (12,042.937). Nadwyżka dochodów wynosiła 1,194.663 zł. (1,153.402), współczynnik eksploatacji 92.9 (91.26).

Przeciętna roczna ilość pracowników stałych na kolejach normalno-torowych wynosiła 162,883 (165.906), co daje 9.5 na  $km$  długości, w roku 1926: 165.906 i 9.71. Ilość pracowników na kolejach wąskotorowych wynosiła 3,681 (3.724). *Inżynier kolejowy zeszyt 1, 1929.* Inż. A. W. Krüger.

### Budownictwo wodne.

— **Zasady budowy przegród dolin we Francji** Mattern w *Zentralblatt der Bauverwaltung* Nr. 3, 1929. Zajmuje się bliżej instrukcją francuską, którą podało w swoim czasie w głównych szczegółach *Czasopismo*. Stwierdza, że typem, który ciągle jeszcze ma we Francji monopol, jest przegroda działająca ciężarem.

Jako nowość wymienia projekt przegrody opracowane w celu spiętrzenia Dordogne, oraz podobny projekt dla Algieru. W obu jest przeprowadzona zasada rozdzielona spiętrzenia na szereg stopni, oddzielonych od siebie stosunkowo cienkimi, coraz niższymi ściankami łukowemi, na które działa zatem tylko część słupa wody. Na Dordogne spiętrzenie 70  $m$ , ma być po-

dzielone na 5 stopni po 14  $m$ . Nie ganiąc pomysłu samego, krytykuje, że konstrukcję nową, niewypróbowaną chce się zastosować od razu do bardzo wysokich spiętrzeń, stosując przytem stosunkowo bardzo cienkie łuki. Tak na przykład najwyższy łuk na Dordogne miałby na całej wysokości (70  $m$ ) grubość tylko 1,20  $m$ , tak, że przy wypróżnionym zbiorniku silny wiatr mógłby zagrażać jego stałości.

— **Obecny i przyszły przewóz kanału Panamskiego.** Od czasu otwarcia (15/VIII 1914) przewóz wzrastał bardzo szybko i wynosi obecnie tyle (w r. 1927: 28,610.914 ton), co przewóz kanału Suezkiego (28,962.048 ton). Przewidywany na rok 1970 przewóz ma wynieść 80 milionów ton, a zatem obecny przewóz byłby potrojony. Według zdania znawców, rozmiary kanału wystarczają w zupełności, trzeba będzie tylko na rzece Rio Chagres założyć prócz istniejącego zbiornika Gatun Argi zbiornik zapasowy, w celu zwiększenia zasiłku kanału. (W roczniku 1913 *Czasopismo* podany szczegółowy opis kanału).

— **Kanał Saint Quentin** we Francji osiągnął w latach od 1850—1913 następujące obroty:

1850	838.000 ton
1880	2,820.000 "
1900	6,092.800 "
1910	6,965.900 "
1913	7,849.600 "

W tym ostatnim roku przeszło w obie strony 36.226 statków, czyli 100 statków dziennie. 64% przewozu przypadło na węgiel, reszta na produkty rolnicze i paszę, drzewo, maszyny i produkty przemysłowe. Ruch w dół (ku Paryżowi) wynosił 5,760.000 ton, w górę (ku Belgji), 2,090.000 ton; statki idące ku Paryżowi były wszystkie z pełnym ładunkiem, ku Belgji  $\frac{1}{3}$  z pełnym ładunkiem,  $\frac{1}{3}$  częściowo ładowne, a  $\frac{1}{3}$  próżne.

Dr. M. M.

### RECENZJE I KRYTYKI.

„Dlaczego wałą się budowle żelazno-betonowe“ nap. inż. Kazimierz Świerczyński, Lwów 1929.

Z przykrością biorę pióro do ręki, by poddać rzeczowej krytyce broszurkę inż. Świerczyńskiego, który był przeciw moim słuchaczem. Autor zamierza przekonać czytelnika, że cała dotychczasowa teoria żelbetu, przyjęta jednogłośnie przez wszystkich uczonych inżynierów Europy, Ameryki i Japonji jest błędną, że on jedynie potrafi obliczyć rzeczywiste naprężenia w żelbecie i że dlatego wałą się budowle żelbetowe, że się ich nie oblicza wedle teorii Świerczyńskiego.

Już takie postawienie sprawy po tylu latach pracy uczonych całego świata, stwierdzonej licznymi doświadczeniami, wydaje się mocno podejrzanem. Ale nie przesadzajmy sprawy, lecz zastanówmy się nad dowodami (?) Świerczyńskiego.

Autor przyjmuje słup osiowo obciążony siłą, która rozdziela się równomiernie na głowę słupa i wnosi stąd, że naprężenie w całym wymienionym przekroju jest jednakowe. Tu leży zasadniczy błąd Świerczyńskiego. Nie naprężenie jest jednakowe, lecz odkształcenie słupa jest w całym przekroju jednakowe. Autor nie może zrozumieć, że choć ciśnienie na słup jest równo rozdzielone, naprężenia w przekroju złożonym z różnych materiałów nie są wszędzie jednakowe. A tak przecież jest. Ponieważ odkształcenie jest jednakowe, więc aby uzyskać takie samo odkształcenie wkładki żelaznej, musi być w żelazie naprężenie  $n$  razy większe. Różnica naprężeń żelaza i betonu zrównoważona jest naprężeniem przyczepnym, o ile wkładki nie sięgają powierzchni głowy. W przeciwnym razie, jeśli siła przenosi się zapomocą płyty metalowej, ciśnienie płyty na wkładki musi być  $n$  razy większe, niż na beton.

Gdyby teoria p. Ś. była prawdziwą i  $\sigma_b$  i  $\sigma_s$  były równe, to wobec różnych współczynników sprężystości musiałyby być odkształcenie żelaza  $n$  razy mniejsze, a zatem wkładki żelazne musiałyby z przekroju wystawać, co jest wykluczone.

Gdy więc tak zasadnicze założenie p. Ś. jest błędem, niema co mówić o dalszej teorii, opartej na tem błędnem założeniu. Jest ona z gruntu fałszywa.

Ale autor chce błędność powszechnie uznanej teorii udowodnić i wychodzi z wzoru  $P = A_b \sigma_b [1 + \mu (n-1)]$ , gdzie  $A_3 = \mu A_b$ . Wstawia on raz  $\mu=0$  i otrzymuje  $P = A_b \sigma_b$  dla słupa betonowego i  $\mu=1$ , więc  $P = A_b \sigma_2$ , ale zapomina, że dla  $\mu=1$ , czyli gdy cały słup jest żelazny  $A_b = A_2$ , więc  $P = A_2 \sigma_2$ , co jest zupełnie słusznym. Autor jednak zostawia wzór  $P = A_b \sigma_2$  i przyjmuje w obu wypadkach  $\mu=0$  i  $\mu=1$ , jednakowe  $A_b$ , dochodzi wreszcie do absurdu, że  $\sigma_b = \sigma_2$ , co ma być dowodem błędności teorii, a co jedynie stwierdza, że matematycznie można niejedno głupstwo udowodnić, jeżeli się popełni błąd logiczny, jak tu, przyjmując w obu wypadkach  $\mu=0$  i  $\mu=1$   $A_b$  równe.

Dla belki zginanej usiłuje autor znów udowodnić błędność przyjętej ogólnie teorii i znów błędnie rozumuje. Otrzymuje on prawdziwe równanie (13)

$$I = \frac{b x^2}{2} \left( h_1 - \frac{x}{3} \right) \text{ i } I = 15 A_2 (h_1 - x) \left( h_1 - \frac{x}{3} \right)$$

i zakłada, że  $x = \frac{h_1}{2}$ . To założenie wymaga jednak, by  $A_2 = \frac{b h_1}{60}$ , o czym autor zapomina.

Z równ. (13) otrzymuje wtedy  $I = \frac{5}{48} b h_1^3$ , to samo otrzymałby z równ. (14), gdyby wstawiał  $A_2 = \frac{h_1}{60}$ . Lecz autor przyjmuje błędnie dla  $A_2 = g b$   $15 g = \frac{b_1}{2}$ , więc  $g = \frac{h_1}{30}$ , gdy powinno być  $g = \frac{h_1}{60}$  i dla tego otrzymuje  $I = \frac{5}{24} b h_1^3$ , zamiast  $I = \frac{5}{48} b h_1^3$ .

Rzekomą błędność teorii udowadnia autor tem, że błędnie wstawiając  $A_2$ , otrzymuje oczywiście błędny wynik.

Dalszy dowód autora polega znów na pomyłce, bo przecież  $S_2 = 15 A_2 (h_1 - x)$  a nie  $15 A_2 (h_1 - x)^2$ . Pisze autor, że wzór  $15 A_2 (h_1 - x)^2$  nigdy nie może przedstawiać momentu statycznego  $S_2$  i słusznie, ale też nikomu na myśl nie przyszło mówić, że to jest moment statyczny, a student, któryby to twierdził przy egzaminie, otrzymałby notę niedostateczną.

Równ. (19)  $\sigma_b \frac{b x}{2} = A_2 \sigma_2$  jest słuszne. Autor robi zarzut, że z tego jednego równania trzeba obliczać dwie nieznanne. Ależ tego nikt nie robi! Ustawia się jeszcze drugie równanie  $\sigma_2 = 15 \frac{b_1 - x}{z_1} \sigma_b$ , a z tych dwu równań łatwo obliczyć  $x$ .

Nareście zarzut, że wzór podstawowy teorii zginania  $\sigma l = M e$  jest ważnym tylko dla prostokąta, nie jest słusznym. Że beton ściśle nie podlega teorii Naviera, to wiemy, że więc nasze obliczenie ciśnienia betonu dla większych naprężeń daje wyniki za wielkie, są to rzeczy ogólnie znane, ale pomimo tego teorii przyjęta daje w praktyce wyniki zupełnie dostatecznie przybliżone, co stwierdzili uczeni inżynierowie ogromną ilością doświadczeń.

Autor zapowiada wydanie swej nowej teorii żelbetu. Jeżeli ona zasada się na tych błędnych twierdzeniach, które znajdują się w broszurce, to nie przyczyni się ona do postępu nauki, lecz chyba do zaciemnienia pojęć mniej orjentujących się inżynierów.

Autor przypisuje wypadki zawalenia się budowli żelbetowych tej okoliczności, że teoria żelbetu jest błędna. W rzeczywistości rzecz się ma inaczej. Teoria jest prawdziwa a walenie się budowli żelbetowych powodują inne przyczyny. W rzadkich wypadkach przyczyną są błędy w obliczeniu lub założenia dla obliczenia niezgodne z wykonaniem. Najczęściej powstają katastrofy wskutek błędnej konstrukcji, wskutek wykonania odbiegającego od projektu lub lichego materiału, zwłaszcza wskutek mniejszej ilości cementu, niż w projekcie. Kierownictwo budowli żelbetowych powinno się znajdować wyłącznie w ręku inżynierów i podmajstrzych, którzy znają dobrze teorię żelbetu i mają dłuższą praktykę budowlaną żelbetową.

Dr. M. Thullie.

Inż. M. Fürgang: „Samoczynny szybko działający hamulec Knorra“, konstrukcja, działanie, obsługa. Kraków, na-

kład własny, 1929. Stronie 86 z 36 rysunkami w tekście i 1 tablicą.

Praca ta, uzupełniając literaturę techniczną odnośnie do hamulców zespolonych, przyczyni się niewątpliwie do rozszerzenia wiadomości wśród pracowników kolejowych o hamulcach zespolonych, o co autorowi, jak wynika z przedmowy przedewszystkiem chodzi.

Dziółko jest napisane bardzo treściwie, wydane starannie, zaś rysunki w tekście, jak również tablica, przedstawiająca szemat połączeń, wykonane są wzorowo i ułatwiają niezmiernie zrozumienie przedmiotu.

Jest to pierwsza rzecz tego rodzaju w piśmiennictwie polskim.

Inż. A. W. Krüger.

„Żelbet. zeszkłady cywilne i przemysłowe“ („Il cemento armato nelle costruzioni civili ed industriali“) nap. prof. Ludwik Santarella, wyd. drugie, tom I. Medjolan 1927.

Pierwsze wydanie tego cennego dzieła wyszło w 1925 r., w dwa lata później już okazała się potrzeba drugiego wydania.

Postępy poczynione w technologii cementu, zwiększeniu wytrzymałości i lepsze poznanie własności betonu spowodowały znaczne rozszerzenie pierwszego wydania, przez co okazała się potrzeba podziału materiału na dwa tomy, z których pierwszy mamy przed sobą, obejmujący trzy działy, technikę żelbetu, sposób obliczenia i zastosowanie jego w budowach cywilnych i przemysłowych. Autor rozszerzył zwłaszcza dział pierwszy i trzeci.

Autor omawia bardzo obszernie rozmaite wpływy na wytrzymałość betonu, a między innymi i wpływ elektryczności i sposób zabezpieczenia przeciw wpływowi chemicznemu. Osobny rozdział poświęca wykonaniu zeszkładów żelbetowych, podając przytem przepisy włoskie z r. 1925. W przepisach tych uderza polecenie przyjęcia  $n=10$  tak przy ciśnieniu jak i zginaniu. W drugiej części podaje autor wszędzie wyznaczenie wymiarów. Tablice nie dadzą się jednak wprost użyć z powodu  $n=10$ . Bardzo obszernie oblicza on naprężenia wskutek skurczu betonu. W trzeciej części nadzwyczaj obszernie omawia on stropy, zaznajamiając też czytelnika z rozmaitymi typami włoskimi. Wkońcu omawia on budynki, wytrzymałe na trzęsienie ziemi i podaje przepisy włoskie dla okolic podlegających trzęsieniom ziemi, które rozróżniają dwie strefy. Przy obliczeniu przyjmuje się siłę poziomą różną w obu strefach.

Żelbetnikom polecam przeczytanie tego cennego dzieła.

Dr. M. Thullie.

„Tablice sklepieniowe“, uproszczenie projektowania i obliczenia sklepień statycznie wyznaczalnych i niewyznaczalnych (Gewölbetabellen. Vereinfachungen für Entwurf und Berechnung statisch bestimmter und unbestimmter Gewölbe), nap. Dr. F. Kögler. II. wyd. rozszerzone. Berlin, 1928. Springer.

Pierwsze wydanie tego dziełka miało napis „Uproszczone obliczenie sklepień bezprzegubowych“. Drugie wydanie autor znacznie rozszerzył i obliczył liczne tablice w celu ułatwienia obliczenia. Zupełnie nowe są rozdziały, omawiające wyrównanie wielkości naprężeń w kluczu i węzłowie zapomocą dodatkowych ciężarów lub zmiany osi sklepienia.

Tablice są obliczone dla pewnych założeń a to: a) sklepienie jest symetryczne, węzłowie w tej samej wysokości; b) pomost jest poziomy; c) nadsypka jest całkowita; d) oś sklepienia zgadza się z linią ciśnienia, albo tylko dla ciężaru własnego, albo też i dla połowy ciężaru ruchomego; e) ciężar właściwy sklepienia 2·2, nadsypki 1·9; f) grubość sklepienia zmienia się według wzoru  $s_x = s$  dost. a.

Nie zawsze te warunki są wypełnione, jednak i w takim razie dadzą się użyć tablice, ale potrzebne są potem poprawki. Autor zastanawia się nad poprawkami w razie odmiennych warunków i dochodzi wobec tego, że przy obliczeniu sklepień i przyjęciu obciążeń i ciężarów nie można liczyć na bezwzględnie dokładność, do następnych wyników. Autor nazywa  $\nu = \frac{f}{l}$  a  $\varphi = \frac{x-z_0}{6 z_0}$ , jeśli  $z_0$  przedstawia wysokość obciążenia w kluczu a  $z$  w węzłowie. Autor oblicza tablice dla  $\nu = \frac{1}{4}$  do  $\nu = \frac{1}{12}$



zaś dla  $\varphi=0$  do  $\varphi=1.2$ . Jeśli ciężar właściwy sklepienia lub nadsypki jest inny, to zmienia się tylko  $z$ , więc  $\varphi$ . Najprzód autor wyznacza dokładnie oś sklepienia, wpadającą na linię ciśnienia przy pomocy tablic, potem oblicza grubość sklepienia dla przyjętych największych naprężeń. Obliczenie to ułatwiają znowu tablice. Autor bada kwestję, o ile zmieniają się wyniki, jeśli nie wszystkie warunki są wypełnione np. przy łuku trójprzegubowym, gdy grubość w  $1/4$   $l$  jest znacznie większa. Podaje też sposoby wprowadzenia odnośnych poprawek znowu przy pomocy tablic. Liczne przykłady ułatwiają projektowanie i użycie tablic.

Dr. M. Thullie.

#### BIBLIOGRAFJA.

**Książki nadesłane.** Stanisław Zenon Zakrzewski: „Drogi i manowce reklamy”. Warszawa 1929.

„Połowy Podręcznik Saperski”. Wyd. *Przeglądu Wojskowego - Technicznego* przy Dep. Inżynierji M. S. W. Warszawa 1929.

Dr. Stefan Banach, prof. Uniwersytetu Jana Kazimierza: „Rachunek różniczkowy i całkowity”. Tom I. Stron 294. Wydawnictwo Zakładu Narodowego im. Ossolińskich we Lwowie. Cena 8 zł.

Książka ta przeznaczona jest do wstępnego studjum rachunku różniczkowego i całkowego. Po przeczytaniu jej może czytelnik przystąpić do dzieł obszerniejszych. Najważniejsze twierdzenia są podane z dowodami. Podręcznik ten jest niezbędny dla techników i przyrodników.

Drugi tom poświęcony rachunkowi całkowemu i zastosowaniom, oraz zbiór zadań z rachunku różniczkowego i całkowego Dra Steinhausa i Dra Nikliborca w druku.

Nakładem Komisji Wydawniczej Tow. Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Warszawskiej ukaza się w ciągu maja b. r. następujące książki: „Analiza chemiczna” prof. M. Struszyńskiego; „Mechanika budowli” prof. W. Wierzbickiego; „Technika odwadniania bagien i ich użytkowanie rolnicze” prof. Cz. Skotnickiego.

**Dzieła i czasopisma nabyte na własność Biblioteki Politechniki Lwowskiej w III. kwartale 1928 r. (dokończenie).** 37. Jaworski W. Projekt kodeksu agrarnego. Warszawa, 1928. Str. 261. 38. Blattner E. Lehrbuch der Elektrotechnik. II. Teil. IV. Aufl. Berlin, 1928. St. VIII. 293. — 39. Jeans J. Astronomy and Cosmogony. Cambridge, 1928. p. 420. Tb. 16. — 40. Birtwistle G. The New Quantum Mechanics. Cambridge, 1928. p. XIII. 290. — 41. Kollmann F. Schönheit der Technik. Langen, 1928. St. 251. — 42. Probleme des Bauens. Potsdam, 1928. St. 215. — 43. Wrażej W. Metale w przemyśle. Warszawa, 1928. Str. 143. — 44. Schwaighofer H. Post-Betriebsmechanik. Wittenberg. 1927. 2. Bände. — 45. Eisen im Hochbau. Berlin, 1928. St. XX. 762. — 46. Eckert M. Die Kartenwissenschaft. Berlin, 1921. 2 Bände. — 47. Sutherland H. a. Clifford W. Introduction to Reinforced Concrete Design. New York, 1926. p. IX. 412. — 48. Garret G. Ouroboros or the Mechanical Extension of Mankind. London, p. 93+20. — 49. Seifert J. Anlegen für Sport und Spiel. Leipzig. St. VIII. 219. — 50. Clausewitz K. O wojnie. Warszawa, 1928. Str. XXII. 344.

**Czasopisma.** 1. Sprawozdanie Centraln. Związku Pol. Przemysłu, Górnictwa, Handlu i Finansów z działalności w r. 1927. Warszawa. — 3. Die Giesserei. München, 1927. — 4. Sprawozdanie państw. Instytut. meteorologicznego. 1926. — 5. N. T. B. Neue Technische Bücher. Hamburg, 1926. — 6. The Metropolitan-Vickers Gazette. London, 1927. — 7. Praca ręczna w szkole. Warszawa, 1927. 8. De Stijl. Leiden.

#### NEKROLOGJA.

**Śp. Stanisław Hofman-Kalinowski** Z grona inżynierów budowy dróg i mostów ubył niestrudzony pracownik śp. Stanisław Hofman-Kalinowski, Inżynier Komunikacji.

Zgasł umysł wybitny i twórczy.

Zgon Jego okrył ciężką żalobą kolegów i współpracowników z Ministerstwa Robót Publicznych.

Urodzony w roku 1864 rozpoczął nauki w Kaliszu, następnie ukończył szkołę realną Pankiewicza w Warszawie.

W r. 1886 ukończył Mikołajewską Wojskową Szkołę Inżynieryjną w Petersburgu a w r. 1891 Wojskową Akademię Inżynieryjną poczem wstąpił do służby wojskowej. Po trzech latach przeszedł na służbę cywilną z tytułem Inżyniera Komunikacji i został Naczelnikiem robót przy budowie drogi od No-

worosyjska do Suchomu na wybrzeżu Morza Czarnego, wykazując wybitnie wysokie zdolności techniczne i administracyjne.

W r. 1909 mianowany został Naczelnikiem Kaukaskiego Okręgu Komunikacji a w parę miesięcy otrzymał rangę Rzeczywistego Radcy Stanu. W Okręgu Kaukaskim pozostał do 1915 r.

W tym czasie oprócz budowy i eksploatacji 4.200 km dróg, przeprowadził cały szereg studjów technicznych dotyczących budowy dróg strategicznych i wybudował setki mostów stałych. Podkreślając zawsze wobec zaborcy polskie swe pochodzenie, żywo interesował się całokształtem spraw polskich, czego dowodem jest, że przy budowie mostów żelaznych zatrudniał wyłącznie firmy polskie.

W r. 1915 mianowany został Naczelnikiem Moskiewskiego Okręgu Komunikacji i tam zaskoczył Go przewrót polityczny.

Przeszedł przez piekło rewolucji, kilkakrotnie aresztowany i na śmierć skazywany i tylko dzięki zabiegom najukochańszej Jego Towarzystki życia i wstawiennictwu Konsula Włoskiego zwolniony powrócił do Polski przez Konstantynopol w r. 1922.

Powrócił biedny uchodźca — ale bogaty w doświadczenie inżynier, bogaty w zasób energii do pracy, tej energii, która Go cechowała przez całe życie.



Po powrocie do kraju wstąpił na służbę do Ministerstwa Robót Publicznych gdzie dzięki swoim niepospolitym zdolnościom i pracowitości zyskując uznanie swych przełożonych mianowany został w 1926 r. Naczelnikiem Wydziału Mostowego.

Ambicją Jego jako Naczelnika Wydziału była chęć doprowadzenia do doskonałości gospodarki mostowej.

Z bogatej Jego działalności wymienię zapoczątkowane lecz niestety nieukończone przez Niego dzieło budowy najdłuższego w Polsce mostu żelaznego w Toruniu, odbudowę mostu w Grodnie i Uścieczku prócz dziesiątków ukończonych mostów.

W stosunku do podwładnych był bardzo wymagającym a miał ten dar, że nie tylko podległy sobie bezpośrednio personel potrafił trzymać w stałym napięciu pracy i wydajności ale i tych, którzy o setki kilometrów byli od Niego oddaleni.

Przy wielkich swych wymaganiach cenil siły fachowe, bezstronnie oceniał pracę i umiał ją wynagrodzić.

O ile w stosunku do podwładnych był bardzo wymagającym, to w stosunku do siebie samego był bezlitosnym.

Asceta w życiu prywatnym, oddany był całkowicie swej ukochanej pracy technicznej — pracując ponad siły, a w ostatnich latach Swego życia oddał dla dobra Ojczyzny całe swe doświadczenie i wiedzę. Za pracę swą ofiarną i przykładną odznaczony został Krzyżem Oficerskim „Polonia Restituta”. Nieubłagana śmierć tylko potrafiła Go zmusić do zaprzestania pracy i przyniosła Mu odpoczynek.