

# WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH  
KONGRESÓW DROGOWYCH

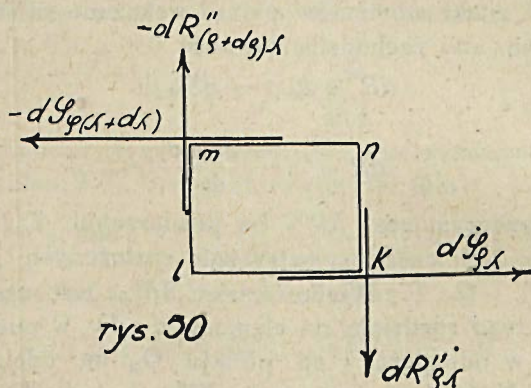
INŻ. A. RODCEWICZ.

## STATYCZNA WYTRZYMAŁOŚĆ DROGI BITEJ.

(Zakończenie)

Art. 19. Rozkład sił wewnątrz dowolnego słupka  $dV$ .

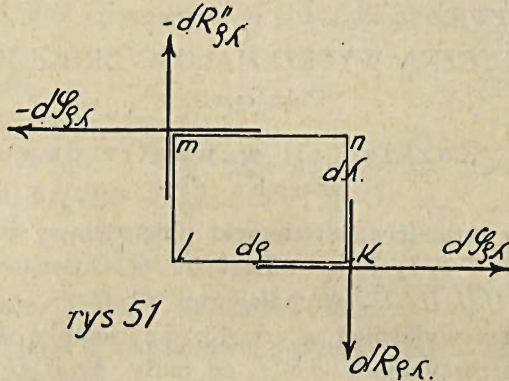
Weźmy teraz (rys. 48) element objętościowy  $klmn$  wspólny słupkowi  $TT_0T_0'T'$  w odległości  $O_c O_{cp} = \rho$  od linii  $O_0 O$  i słupkowi  $UU_0U_0'U'$  w odległości  $O_c U = \lambda$  od linii  $O_c P$ . Stosownie do wyjaśnień w art. 13: na ściankę  $kn$  elementu działa siła przeryzająca  $dR''_{\rho\lambda}$  od masy  $knU'U$ ; na ściankę  $lm$  działa siła  $-dR''_{\rho} + d\rho$  jako reakcja masy  $lmU_0'U_0$  przeciwko sile przeryzającej  $dR''_{(\rho+d\rho)\lambda}$  od masy  $lmU'U$ ; na ściankę  $mn$  działa od góry siła przeryzająca  $-dS_{\rho(\lambda+d\lambda)}$  od masy  $mnT_0T_0'$ ; na ściankę  $kl$  działa siła  $dS_{\rho\lambda}$  jako reakcja masy  $lkTT'$  przeciwko sile przeryzającej  $-dS_{\rho\lambda}$  od masy  $lkT_0T_0'$ .



Sily przeryzające są wielkościami tego samego rzędu, co i objętości, z których wychodzą. Dlatego  $dR''_{\rho\lambda}$  i  $dS_{\rho\lambda}$  są ilościami nieskończenie małymi 2-go rzędu. Odrzucając przy nich ilości nieskończenie małe 3-go rzędu, możemy przyjąć

że siły  $dR''_{(\rho + d\rho)\lambda}$  i  $dS_{\rho(\lambda + d\lambda)}$  są równe siłom  $dR''_{\rho\lambda}$  i  $dS_{\rho\lambda}$ .

Możemy więc powiedzieć, że na element  $klmn$  działają dwie pary sił ( $-dR''_{\rho\lambda}$ ,  $dR''_{\rho\lambda}$ ) i ( $dS_{\rho\lambda}$ ,  $-dS_{\rho\lambda}$ ) starając się obracać element w strony przeciwne około jego środka masy.



Prócz wymienionych par sił, na element  $klmn$  działają jeszcze objętościowe siły  $\delta Q_{\rho\lambda}$  i  $\delta P_{\rho\lambda}$ , które się jednak niszczą w sposób wskazany w art. 16 odnośnie do rys. 43.

Dla równowagi więc elementu wystarcza aby momenty liniowe przyłożonych par sił były równe i przeciwnych znaków. A ponieważ znaki momentów par sił wskazane są już znakami sił, wystarcza, aby zachodziła równość

$$dR''_{\rho\lambda} d\rho = -dS_{\rho\lambda} d\lambda$$

stąd

$$dR''_{\rho\lambda} = \frac{-dS_{\rho\lambda} d\lambda}{d\rho}$$

Siła przeryniająca  $\Delta R''_{\rho}$  na powierzchni  $T_0 T$  (rys. 48) składa się z 2-ch części symetrycznie rozłożonych na długościach  $O_{e\rho} T_0$  i  $O_{e\rho} T$ . Wielkość więc  $dR''_{\rho\lambda}$  jest cząstką przypadającą z tego rozdziału na element  $dad\lambda$  w punkcie  $k$  lub  $k'$  wziętym w odległości  $\lambda$  od punktu  $O_{e\rho}$  na odcinku  $O_{e\rho} T_0$  lub  $O_{e\rho} T$ . Można więc napisać  $dR''_{\rho\lambda} = \nu_{\rho\lambda} dad\lambda$  oznaczając przez  $\nu''_{\rho\lambda}$  siłę pionowego przeryniania na jednostkę powierzchni.

Wielkość zaś  $dS_{\rho\lambda}$  jest siłą przerynącą na elemencie  $d\rho da$  w tychże punktach  $k$  lub  $k'$ . Można więc napisać

$dS_{\rho\lambda} = s_{\rho\lambda} d\rho da$ , oznaczając  $s_{\rho\lambda}$  siłę poziomego przerywania na jednostkę powierzchni.

Wyprowadzona więc równość momentów sprowadza się do równości  $v''_{\rho\lambda} = -s_{\rho\lambda}$ .

Stosownie do (62) i (61)

$$dS_{\rho\lambda} = -\frac{3(h^2 - 4\lambda^2)}{2h^3} \Delta R''_{\rho} d\rho$$

a zatem

$$-s_{\rho\lambda} = v''_{\rho\lambda} = -\frac{dS_{\rho\lambda}}{dad\rho} = \frac{3(h^2 - 4\lambda^2)\Delta R''_{\rho}}{2h^3 da}$$

albo

$$= \frac{3h^2 - 4\lambda^2}{4ah^3} P'' \left( \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} \right)^2$$

(63)

Przy każdym danem  $\rho$  będzie

$$-s_{\rho\lambda} = v''_{\rho\lambda}$$

największe przy  $\lambda = 0$ :

$$-s_{\rho 0} = v''_{\rho 0} = \frac{3\Delta R''_{\rho}}{2hda} = \frac{3P''}{4ah} \left( \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} \right)^2$$

najmniejsze przy  $\lambda = \frac{h}{2}$

$$\frac{s_{\rho h}}{2} = v''_{\rho h} = 0.$$

Największa między największemi wartością  $-s_{\rho\lambda} = v''_{\rho\lambda}$  jest przy  $\lambda = 0$  i  $\rho = 0$

$$-s_{00} = v''_{00} = \frac{3P''}{4hd} \dots \dots \dots (64)$$

Przechodząc teraz do rozkładu przeryniającej siły  $\Delta R''_{\rho}$  na powierzchni  $T T_0$ , mamy stosownie do (63)

$$dR''_{\rho\lambda} = v''_{\rho\lambda} dad\lambda = \frac{3(h^2 - 4\lambda^2)}{4ah^3} \left( \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} \right)^2 da d\lambda \dots \dots (65)$$

Dla przecięcia  $T T_0$  mieć będziemy

$$\begin{aligned} dR''_{(\rho + d\rho)\lambda} &= dR''_{\rho\lambda} + \frac{d(dR''_{\rho\lambda})}{d\rho} d\rho = \\ &= dR''_{\rho\lambda} - \frac{3(h^2 - 4\lambda^2)}{2h^3 a \rho^2} (\rho_0 - \rho) d\rho da d\lambda. \end{aligned}$$

Ale różnica  $dR''_{\rho\lambda} - dR''_{(\rho + d\rho)\lambda}$  jest siłą  $\delta P''_{\rho\lambda}$  przypadającą na element objętości  $dad\rho d\lambda$  z rozkładu w słupku  $dV$  siły  $dP''_{\rho}$ . Mamy więc

$$\delta P''_{\rho\lambda} = \frac{3P''(h^2 - 4\lambda^2)}{2ah^3\rho_0^3} (\rho_0 - \rho) da d\lambda d\rho \dots \quad (66)$$

Zbiór tych objętościowych sił na połowie wysokości słupka powinien być równy  $\frac{1}{2} dP''_{\rho}$ . Mamy też

$$\int_0^{\frac{h}{2}} \delta P''_{\rho\lambda} = \frac{3P''(\rho_0 - \rho)}{2ah^3\rho_0^2} dad\rho \int_0^{\frac{h}{2}} (h^2 - 4\lambda^2) d\lambda =$$

$$= \frac{3P''(\rho_0 - \rho)}{2ah^3\rho_0^2} dad\rho \left( h^2\lambda - \frac{4}{3}\lambda^3 \right)_0^{\frac{h}{2}} = \frac{1}{2} p_1 (\rho_0 - \rho) da d\rho,$$

gdzie stosownie do (57) art. 17

$$p_1 = \frac{P''}{d\rho_0^2}.$$

Również zbiór sił przeryzających  $dR''_{\rho\lambda}$  na połowie powierzchni  $hda$  powinien wydać  $\frac{1}{2} \Delta R''_{\rho}$ . Mamy też stosownie do (65)

$$\int_0^{\frac{h}{2}} dR''_{\rho\lambda} = \frac{3P''}{4ah^3} \left( \frac{\rho_0 - \rho}{\rho_0} \right)^2 da \left( h^2\lambda - \frac{4}{3}\lambda^3 \right)_0^{\frac{h}{2}} = \frac{1}{2} \Delta R''_{\rho}$$

Ciśnienie  $dP''_{\rho\lambda}$  na powierzchni poprzeczne  $kl$  słupka  $TT_0T_0'T'$  (rys. 48) będzie stosownie do (66)

$$dP''_{\rho\lambda} = \sum_{\lambda=\lambda}^{\lambda=\frac{h}{2}} \delta P''_{\rho\lambda} = \frac{3P''}{2ah^3\rho_0^2} (\rho_0 - \rho) da d\rho \int_{\lambda}^{\frac{h}{2}} (h^2 - 4\lambda^2) d\lambda =$$

$$= \frac{3P''(\rho_0 - \rho)}{2ah^3\rho_0^2} dad\rho \left( h^2\lambda - \frac{4}{3}\lambda^3 \right)_{\lambda}^{\frac{h}{2}} =$$

$$= \frac{P''(\rho_0 - \rho)}{2ah^3\rho_0^2} dad\rho \{ h^3 - \lambda(3h^2 - 4\lambda^2) \}.$$

Ciśnienie na jednostkę powierzchni będzie więc

$$p''_{\rho\lambda} = \frac{dP''_{\rho\lambda}}{dad\rho} = \frac{P''(\rho_0 - \rho)}{2ah^3\rho_0^2} \{ h^3 - \lambda(3h^2 - 4\lambda^2) \} \dots \quad (67)$$

W tym wzorze wyraz  $\lambda(3h^2 - 4\lambda^2)$  staje się zerem przy  $\lambda=0$  i przy  $\lambda = \frac{\sqrt{3}}{2} h$ . Ponieważ  $\frac{\sqrt{3}}{2} h > \frac{1}{2} h$  a największa wartość  $\lambda$  jest  $\frac{h}{2}$  widzimy, że przy każdym danem  $\rho$ :

największe  $p''_{\rho\lambda}$  jest przy  $\lambda = 0$ ;

$$p''_{\rho_0} = \frac{P''(\rho_0 - \rho)}{2a\rho_0^2} \dots \dots \dots (68)$$

najmniejsze  $p''_{\rho\lambda}$  jest przy  $\lambda = \frac{h}{2}$ ;

$$p''_{\rho \frac{h}{2}} = 0 \dots \dots \dots (69)$$

Największa między największemi wartość  $p''_{\rho\lambda}$  jest przy  $\lambda = 0$  i  $\rho = 0$ ;

$$p''_{00} = \frac{P''}{2a\rho_0} \dots \dots \dots (70)$$

Ciśnienie na przecięciu  $k' l'$  (rys. 48) w dolnej połowie tabliczki, t. j. niżej linii  $O_c P$  będzie równe stosownie do (68) i (66).

$$\left. \begin{aligned} & p''_{\rho_0} d a d \rho + \sum_{\lambda=0}^{\lambda=\lambda} \delta p''_{\rho \lambda} = \\ = & p''_{\rho_0} d a d \rho + \frac{3 P'' (\rho_0 - \rho)}{2 a h^3 \rho_0^2} d a d \rho \int_0^{\lambda} (h^2 - 4 \lambda^2) d \lambda = \\ = & p''_{\rho_0} d a d \rho + \frac{3 P'' (\rho_0 - \rho)}{2 a h^3 \rho_0^2} d a d \rho (h^2 \lambda - \frac{4}{3} \lambda^3) \Big|_0^{\lambda} = \\ = & \frac{P'' (\rho_0 - \rho)}{2 a h^3 \rho_0^2} \left\{ h^3 + 3 (h^2 \lambda - \frac{4}{3} \lambda^3) \right\} d a d \rho. \end{aligned} \right\} (71).$$

Dla otrzymania ciśnieniu  $d P''_{\rho}$  na podstawie TT' słupka  $d V$  należy w tem ostatniem wyrażeniu podstawić  $\lambda = \frac{6}{2}$  poczem otrzymujemy  $\frac{P'' (\rho_0 - \rho)}{d \rho^2_0} d a d \rho$  t. j. stosownie do (57)  $p_1 (\rho_0 - \rho) d \sigma = = d P''_{\rho}$  jak być powinno.

Największe ciśnienie na jednostkę powierzchni będzie przy  $\rho = 0$ ; równe  $\frac{P''}{a \rho_0} \dots \dots \dots (72).$

Pozostaje jeszcze dodać co następuje.

Czem dla całej tabliczki  $\Delta V$  (rys. 48) jest siła  $-\Delta Q$  odpowiadająca odjemnemu momentowi pary ( $\Delta Q, -\Delta Q$ ), tem dla części tabliczki  $O_c \rho P$  będzie siła  $-\Delta Q_{\rho}$  równa sumie wszystkich odjemnych sił  $d Q_{\rho}$  (już ze znakiem) na odcinku  $O_c \rho P$ . Mamy więc stosownie do (61).

$$-\Delta Q_{\rho} = \int_{\rho=\rho}^{\rho=\rho_0} d Q_{\rho} = - \frac{3 P'' d a}{4 a h \rho^2_0} \int_{\rho}^{\rho_0} (\rho_0 - \rho)^2 d \rho =$$

$$= - \frac{3 P'' d a}{4 d h \rho_0^2} \left( - \frac{(\rho_0 - \rho)^3}{3} \right)_{\rho}^{\rho_0} = - \frac{P'' d a (\rho_0 - \rho)^3}{4 a h \rho_0^2}$$

t. j. (60) ze znakiem — jak być powinno.

Przy  $\rho = 0$  otrzymujemy —  $\Delta Q_0 = - \frac{P'' d a \rho_0}{4 a h}$  t. j. (59)

ze znakiem — jak być powinno.

Rozkład siły  $\Delta Q \rho$  w parze ( $-\Delta Q \rho$ ,  $\Delta Q \rho$ ) ma dodatnie siły  $d Q \rho^\lambda$  przypadające na powierzchnię elementów  $d a d^\lambda$  na odcinkach  $Q_c \rho T$  i  $Q_c \rho T'$  jest taki sam rozkład  $\Delta Q$  t. j.  $d Q \rho^\lambda$  będą proporcjonalnie do odległości  $\lambda$  do  $Q_c \rho$ .

Możemy więc napisać  $d Q \rho^\lambda = q^\lambda d a d^\lambda$ , gdzie  $q$  jest niezależnem od  $\lambda$ .

$$\text{Zatem } \Delta Q \rho = q d a \int_0^{\frac{h}{2}} \lambda d^\lambda = q d a \left( \frac{\lambda^2}{2} \right)_0^{\frac{h}{2}} = q d a \frac{h^2}{8}$$

Z porównania tej wartości z poprzedzającą (60) otrzymujemy

$$q = \frac{2 P'' (\rho_0 - \rho)^3}{a h^3 \rho_0^2}$$

Dla sprawdzenia mamy warunek, że suma momentów wszystkich sił  $d Q \rho^\lambda$  wyżej i niżej punktu  $Q_c \rho$  względem osi w tym punkcie równa się momentowi linijnemu pary ( $-\Delta Q \rho$ ,  $\Delta Q \rho$ ) t. j.

$$2 q d a \int_0^{\frac{h}{2}} \lambda^2 d^\lambda = \frac{2}{3} h \Delta Q \rho \text{ czyli}$$

$$2 q d a \left( \frac{\lambda^3}{3} \right)_0^{\frac{h}{2}} = \frac{2}{3} h \Delta Q \rho \text{ czyli}$$

$$\frac{q d a h^3}{4} = 2 h \Delta Q \rho$$

a zatem jak wyżej

$$\Delta Q \rho = \frac{q d a h^2}{8}$$

Mamy więc

$$d Q \rho^\lambda = \frac{2 P'' (\rho_0 - \rho)^3}{a h^3 \rho_0^2} d a \lambda d^\lambda \dots (73)$$

Ciśnienie na jednostkę powierzchni będzie

$$q \rho^\lambda = \frac{d Q \rho^\lambda}{d a d^\lambda} = \frac{2 P'' (\rho_0 - \rho)^3}{a h^3 \rho_0^2} \lambda$$

Przy każdym danem  $\rho$  będzie  $q \rho^\lambda$  największe przy

$$\lambda = \frac{h}{2} \text{ t. j.}$$

$$q \rho_2^h = \frac{P'' (\rho_0 - \rho)^3}{a h^2 \rho_0^2}$$

najmniejsze przy  $\lambda = 0$  t. j.  $p \rho_0 = 0$

Największe między największymi wartość  $q \rho^\lambda$  jest przy

$$\lambda = \frac{h}{2} \text{ i } \rho = 0 \text{ t. j.}$$

$$q = \frac{P'' \rho_0}{a h^2} \dots \dots \dots (74).$$

Rozdział VII.

*Wytrzymałość kory szabrowej.*

Art. 20. Podstawowe wzory dla kory złączonej z podłożem.

Temi są po przywróceniu  $v''$  zamiast  $v$  branego dla skrócenia poczynszy od art. 11,

a) Z art. 16  $\max p = \frac{2 P''}{a v''} \dots \dots \dots (55).$

i  $\max (-p) = -\frac{P''}{a v''} \dots \dots \dots (56)$

gdzie, stosownie do końca art. 8, ;  $v'' = \frac{9}{8} v'$

$$v' = \sqrt{\left(\frac{81 a}{32 \pi}\right) + \frac{P q}{\pi \max p}} - \frac{81 a}{32 \pi} \dots \dots \dots (25)$$

$$P'' = \frac{2 a r'' P}{q a r'' + 2 \pi r^{12}} \dots \dots \dots (23)$$

b) Z art' 15

$$\max q = \frac{4}{9} \frac{P'' r''}{a h^2} = \frac{P'' r'}{2 a h^2} \dots \dots \dots (43)$$

b) Z art. 16

$$\max v = \max (-s') = \frac{3 P''}{4 a h} \dots \dots \dots (50).$$

W tych wzorach :

a)  $\max p$  oznacza ciśnienie na jednostkę powierzchni podłoża kory bezpośrednio pod linią zetknięcia koła z korą, t. j. według rys. 28 wzdłuż linii  $A^1 B^1$ , ;  $\max (-p)$  jest to siła podnosząca do góry korę i odniesiona do jednostki powierzchni jej zetknięcia z podłożem wzdłuż linii  $gg'$  i  $KK'$ .

b)  $\max q$  oznacza odniesione do jednostki powierzchni naprężenie wywołane zginaniem kory wskutek par sił (rys. 39)  $(\Delta Q_{2\rho}, -\Delta Q_{2\rho})$  i  $(-\Delta Q_{2\rho}, \Delta Q_{2\rho})$  równych i przeciwnych, które spotykają się na jednym z 2-ch przecięć równoległościanu (rys. 28)  $ghh' g' k i i' k'$  równoległych do środkowego przecięcia  $A'A BB'$  i wziętych w odległościach  $\frac{1}{3}r''$  od niego.  $\max q$  wypadają na górnej i dolnej podstawach równoległościanu na liniach równoległych do  $AB$  i  $A'B'$  i są *u góry siłami rozciągającymi a u dołu gniotącymi*.

c)  $\max \nu = \max (-s)$  oznaczają odniesione do jednostki powierzchni przerywania na połowie wysokości środkowego przecięcia  $AA' BB'$  (rys. 28) równoległościanu  $ghh' g' k i i' k'$ . przyczem  $\max \nu$  ma kierunek równoległy, a  $\max (-s)$  prostopadły  $OO_0$ .

Jak to widać ze wzoru (25) i związku  $r'' = \frac{9}{8} r'$  wielkości promieni działania siły  $P$  na podłoże kory szabrowej, t. j. wartości  $r' = A'a$  oraz  $r'' = A'g$  (rys. 28) określają się wiadomymi wartościami  $P$  i  $a$ , oraz przypuszczalną wytrzymałością podłoża na jednostkę powierzchni, t. j. przyjętą wartością  $\max p$ .

Po wyliczeniu  $r'$  według wzoru (25), a więc i  $r'' = \frac{9}{8} r'$  znajdziemy  $P''$  według wzoru (23). Podstawiając tę wartość  $P''$  we wzór (55) otrzymujemy  $\max p (q a r'' + 2 \pi r^{12}) = 18 P t$ . j. wyprowadzone w końcu art. 8 równanie, którego rozwiązaniem jest wzór (25). Tu pokazuje, że wzór (25) jest w istocie następstwem wzorów (53) i (23).

Wzór (56) nie jest odrębnym związkiem, wyraża on bowiem wraz ze wzorem (55) rozkład ciśnień według linii prostej, udowodniony niezależnie od obu tych wzorów, a mianowicie na rys. 29 linje  $O_c P''_0$  i  $L_c P_r''$ , wyobrażają pierwsza  $\max p$ , a druga  $\max (-p)$ , a ponieważ  $P O_c = \frac{2}{3} O_c L_c$  więc stosunek  $\frac{O_c P''_0}{L_c P_r''} = 2$  t. j. stosunkowi absolutnych wartości  $\max p$  i  $\max (-p)$ .

Tym sposobem mamy niezależne tylko 4 równania (55), (23) (43) i (50) między 6-ma wielkościami  $\max p$ ,  $\max q$ ,  $\max \nu$ ,  $r'$ ,  $P''$ ,  $h$ . Dwie więc z tych wielkości trzeba przyjąć jako wiadome, a wtedy pozostałe 4 wyznaczają się z owych równań.



Już przyjęto  $\max p$  jako wiadome i w następstwie tego z równania (25) otrzymujemy  $r'$ , poczem (55) po podstawieniu

$$r'' = \frac{9}{8} r' \quad \text{t. j. } \max p = \frac{16 P''}{9 ar'} \quad \text{daje}$$

$$P'' = \frac{9}{16} ar' \max p \dots \dots \dots (75)$$

Pozostaje więc z 3-ch wielkości  $\max q$ ,  $\max v$  i  $h$  zadać jedną, a którą to zależy od postawienia kwestji a mianowicie: jeżeli mamy daną korę szabrową i chcemy sprawdzić jej wytrzymałość, to znamy  $h$ , a więc po podstawieniu wiadomych wartości  $P''$ ,  $r''$  i  $h$  w równania (43) i (50) znajdziemy  $\max q$  i  $\max v$ ; jeżeli zaś mamy dany materiał dla zrobienia kory, to trzeba zadać jedną z 2-ch wartości  $\max q$  lub  $\max v$ ; a wtedy z równań (43) i (50) znajdziemy drugą wartość oraz  $h$ .

W drugim przypadku najlepiej jest zadać stosunek  $\frac{\max q}{\max v}$  albowiem wtedy  $\frac{\max q}{\max v} = \frac{16 r''}{27 h}$  czyli  $h = \frac{16}{27 r''} \frac{\max v}{\max q} = \frac{2}{3} r' \frac{\max v}{\max q}$  lub oznaczając  $\lambda = \frac{\max v}{\max q} \dots$

$$h = \frac{2}{3} r' \lambda \dots \dots (76)$$

Po podstawieniu tej wartości  $h$  w równania (43) i (50) otrzymamy sumę wartości  $\max q$  i  $\max v$ , które nie powinny być większe od dopuszczalnych naprężeń — pierwsza na rozrywanie lub gnieciecie, a druga na przerywanie.

Wzory (43) i (50), z uwagi na (75) i (76) przybierają postać

$$\max q = \frac{9}{16} \frac{r'^2 \max p}{2 h^2} = \frac{9}{8} \times \frac{9 \max p}{16 \lambda^2} \dots \dots (43)$$

$$\max v = \frac{9}{16} \times \frac{3 r' \max p}{4 h} = \frac{9}{8} \times \frac{9 \max p}{16 \lambda} = \lambda \max q \dots (50)$$

Zarazem zadając  $\max p$  należy sprawdzić równanie (56) w tem rozumieniu, iż znaleziona w końcu art. 16 (wzór 56)

wartość  $\frac{P''}{ar''} = \frac{1}{2} \max p$  nie powinna być większa od dopuszczalnego naprężenia na rozciąganie zlepu kory z podłożem.

To ostatnie sprawdzenie (jak i wogóle stosowanie wszystkich formuł niniejszego art-u) ma praktyczne znaczenie tylko wtedy, gdy część siły  $P''$  podnosząca do góry (rys. 28) równo-

ległoscian o podstawie  $gee'g'$  (lub  $Kff'K'$ ) zniszczyć się może oporem masy pewnej części podłoża

Na całą powierzchnię (rys. 28)  $gA'B'g'$  (lub  $KA'B'K'$ ) działa siła  $\frac{P''}{2}$  w taki sam sposób jak siła  $\Delta P''$  na tabliczkę  $\Delta V$ .

Stosownie więc do wzorów (33) dla  $\rho = \frac{2}{3}r$ , siła podnosząca do góry równoległoscian o podstawie  $gee'g'$  (lub  $kff'k'$ ) równej  $\frac{ar''}{3}$  będzie  $\frac{1}{6}P''$ .

Prócz sił wchodzących w równanie (55), (56), (23), (43) i (50) żadne inne siły na dowolny słupek  $dV$  nie działają, ponieważ, przy istnieniu reakcji podstawy walca ciśnięć nietylko przeciwko gnienieniu, ale i przeciwko podnoszeniu części jego do góry, zachodzi zupełna równowaga omawianych sił i reakcji.

Również po wprowadzeniu do równań krańcowych nateżeń możliwość niebezpiecznego osłabienia kory szabrowej jest usunięta. Stosownie więc do wyjaśnień w art. 2 nie będzie bocznego rozpierania kory poza walec ciśnięć.

Art. 21. Przykłady wytrzymałości zwykłej kory szabrowej w przypuszczeniu złączenia jej z kamiennem podłożem.

Najprzód trzeba ustalić, jak rozumieć wytrzymałość materiału kory szabrowej.

Kora szabrowa składa się z 2-ch materiałów o bardzo różniącej się mocy. t. j. szabru i materiału zlepiającego, tworzących we wspólnej mieszaninie pewien rodzaj betonu. Należałoby więc wprowadzić do wyliczeń wytrzymałość albo materiału zlepiającego jako słabszego, albo też ogólnej masy kory uważanej jako beton.

Danych doświadczalnych co do obu tych wytrzymałości w zwykłej korze szabrowej niema jeszcze.

Odnośnie do ulepszonych systemów konstrukcji kory szabrowej są wprawdzie dane co do porowatości, ścieralności, wytrzymałości na ściskanie i niektóre inne, ale brak najważniejszych danych dla zastosowania poprzedzających wywodów, t. j. danych o wytrzymałości na rozrywanie i przerywanie.

Pozostaje więc przyjąć, że materiał wiążący przedstawia rodzaj słabej zaprawy cementowej, a kora szabrowa beton z takiej zaprawy i z szabru. Podobne przypuszczenie jest dość bliskie prawdy, ponieważ przy każdym szabrze niewapiennym wilgoć powiększa siłę zlepianiem, a w wapiennej korce szabrowej ta siła nie zmniejsza się wskutek wilgoci, czyli że w obu przypadkach materiał wiążący posiada do pewnego stopnia własności hydrauliczne.

W tem założeniu, cyfrowe dane o wytrzymałości materiałów wchodzących do drogi bitej zaczerpnięte z dzieła prof. Nicolai „Mosty” (zesz. 1 wyd. 1901 r.) będą następujące:

a) Wogóle dla zapraw i betonu wytrzymałość: na gniecenie jest większa jak na rozrywanie 10 do 12 razy (zaprawy) i 7 do 10 razy (beton), a na przerzynanie jest  $1\frac{1}{4}$  do  $1\frac{1}{2}$  raza większa od wytrzymałości na rozrywanie; bezpieczna zaś wytrzymałość na przerzynanie i rozrywanie powinna wynosić  $\frac{1}{10}$  część krańcowej wytrzymałości.

b) W szczególności: *krańcowa wytrzymałość zaprawy cementowej*, w stosunku na 1 objętość cementu 4 objętości piasku, wynosi na *rozrywanie przy złączeniu z kamieniem*  $2 \text{ kg/cm}^2$ , a na *przerzwanie*  $4,1 \text{ kg/cm}^2$ ; *bezpieczna wytrzymałość słabego betonu* jest na *rozrywanie*  $0,8 \text{ kg/cm}^2$ , a na *przerzynanie*  $1,1 \text{ kg/cm}^2$ .

c) Dopuszczalne bezpieczne ciśnienia na grunt:

osadowy	1 — $1,2 \text{ kg/cm}^2$
piasczysto-gliniasty	2 — 3 „
twardy gliniasty i piaszczysty	4 — 5 „
bardzo twardy gliniasty z kamiennym podkładem	7 — 12 „

Celem niniejszych próbnych obliczeń jest wykazanie jaki wpływ na wytrzymałość kory szabrowej może mieć złączenie jej z podłożem w porównaniu z przypadkiem, gdy tego złączenia nie ma.

#### *Przypadek 1-szy.*

Kamienne podłoża daje się dla zwiększenia wytrzymałości słabego gruntu. Przypuśćmy więc, że grunt osadowy, po położeniu na nim warstwy kamienia, może bezpiecznie wytrzymać ciśnienie  $3 \text{ kg/cm}^2$ .

Za obciążenie drogi weźmy samochód ciężarowy ładowny z wagą 6,5 tonny.

$$\text{Mamy więc } \max p = 3 \text{ kg} \quad ; \quad P = \frac{6500}{4} = 1625 \text{ kg.}$$

Przypuśćmy, że szerokość zetknięcia kół z korą szabrową wynosi  $a = 10 \text{ cm}$ .

Będzie więc we wzorze (25)

$$\frac{81 a}{32 \pi} = \frac{81 \times 10}{32 \times 3,14} = 8,06; \quad \frac{9 P}{\pi \max p} = \frac{9 \times 1625}{3,14 \times 3} = 1552,55$$

a stąd

$$r' = \sqrt{(8,06)^2 + 1552,55} - 8,06 = \sqrt{1617,51} - 8,06 = 32,15 \text{ cm}$$

a zatem wzór (75) daje

$$P'' = \frac{9}{16} \times 10 \times 32,15 \times 3 = 542,5 \text{ kg.}$$

Dalsze obliczenia będą oddzielne dla materiału wiążącego i oddzielne dla ogólnej masy kory jako betonu.

$$\text{Dla materiału wiążącego mamy } \lambda = \frac{\max v}{\max p} = \frac{4,1}{2} = 2$$

$$\text{a więc wzór (76) daje } h = \frac{2}{3} \times 32,15 \times 2 = 43 \text{ cm.}$$

Podstawiając znalezione wartości  $r'$ ,  $P''$ ,  $h$  we wzory (43')

$$\text{i (50')} \text{ otrzymujemy } \max q = \frac{81 \times 3}{128 \times 2^2} = 0,475 \text{ kg}$$

$$\max v = 2 \times 0,475 = 0,95 \text{ kg.}$$

*Dla masy kory szabrowej jako betonu będzie*

$$\lambda = \frac{\max v}{\max q} = \frac{1,1}{0,8} = 1,4$$

$$\text{a więc wzór (76) daje } h = \frac{2}{3} \times 32,15 \times 1,4 = 30 \text{ cm.}$$

Podstawiając wiadome wartości  $r'$ ,  $P'$ ,  $h$  we wzory (43')

i (50') otrzymujemy

$$\max q = \frac{81 \times 3}{128 \times 1,4^2} = 0,97 \text{ kg} \quad ; \quad \max v = 1,4 \times 0,97 = 1,36 \text{ kg.}$$

### Przykład 2-gi

Uważajmy teraz, że kamienne podłoże zwiększyło wytrzymałość gruntu do  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

Przy poprzednich wartościach  $P$  i  $A$  we wzorze (25) zmieni się tylko wyraz

$$\frac{9 P}{\pi \max p}$$

którego wartość wyniesie

$$\frac{9 \times 1625}{3,14 \times 5} = 931,53.$$

Będzie więc

$$r' = \sqrt{(8,06)^2 + 931,53} - 8,06 = \sqrt{996,49} - 8,06 = \underline{23,51} \text{ cm.}$$

a zatem wzór (75) daje

$$P'' = \frac{9}{16} \times 10 \times 23,51 \times 5 = \underline{661} \text{ kg.}$$

Dalsze obliczenia podobne jak w tym przypadku są:

*Dla materiału wiążącego według (76)*

$$h = \frac{2}{3} \times 23,51 \times 2 = 31,3 \text{ cm.}$$

Podstawiając wiadome wartości  $r'$ ,  $P''$ ,  $h$  we wzory (43') i (50') otrzymujemy

$$\max q = \frac{81 \times 5}{128 \times 2^2} = 0,79 \text{ kg.}; \max r = 2 \times 0,79 = \underline{1,58} \text{ kg.}$$

*Dla kory szabrowej jako betonu według (76)*

$$h = \frac{2}{3} \times 23,51 \times 1,4 = \underline{22} \text{ cm.}$$

Podstawiając wartość  $r'$ ,  $P''$ ,  $h$  we wzory (43') i (50') otrzymujemy

$$\max q = \frac{81 \times 5}{128 \times 1,4^2} = 1,61 \text{ kg.}; \max v = 1,4 \times 1,61 = 2,25 \text{ kg.}$$

Art. 22. Podstawowe wzory dla kory niezłączonej z podłożem'

Temi są z art. 19

a) ciśnienie *na podłoże*

$$\max p = \frac{P''}{a \rho_0} \dots (72)$$

gdzie stosownie do art. 10

$$\rho_0 = \sqrt{\left(\frac{3 a}{2 \pi}\right)^2 + \frac{3 P}{\pi \max p}} - \frac{3 a}{2 \pi} \dots (28)$$

$$P'' = \frac{3 P a}{\pi \rho_0 + 3 a} \dots \dots \dots (26)$$

b) rozciąganie lub gniesienie

$$\max q = \frac{P'' \rho_0}{a h^2} \dots \dots \dots (74)$$

c) przerzwanie

$$\max v = \max (-s) = \frac{3 P''}{4 d h} \dots \dots \dots (65)$$

Do tych wzorów stosują się te same objaśnienia jak w art. 20 z uproszczeniem stosownie do początku art. 10 i z tą różnicą że *max q rozciągania jest u dołu a ściskania u góry.*

Ze wzorów (72) i (76) otrzymujemy  $\max p (\pi \rho_0 + 3 a) \rho_0 = 3 P$  t. j. wyprowadzone w końcu art: 10 równanie, którego rozwiązaniem jest wzór (28). To pokazuje, że (28) jest następstwem (72) i (26).

Mamy więc niezależne 4 równania (72), (26), (74) i (64), sposób rozwiązania których jest taki sam, jak odpowiednich równań art. 20, a mianowicie:

Z równania (28) otrzymujemy  $\rho_0$ , co podstawione w (72) daje  $P'' = d_{\rho_0} \max p \dots \dots \dots (72')$ .

Szukając wartości h zadajemy stosunek

$$\frac{\max r}{\max q}$$

i wtedy z równań (74) i (64) mamy

$$\frac{\max q}{\max v} = \frac{4 \rho_0}{3 h}$$

czyli

$$h = \frac{3 \rho_0}{4} \frac{\max v}{\max q}$$

lub oznaczając  $\lambda = \frac{\max r}{\max q}$ ;

$$h = \frac{4 \rho_0}{3} \lambda \dots \dots \dots (77).$$

Wzory (74) i (64) z uwagi na (72') i (77) przybierają postać

$$\max q = \frac{\rho_0^2 \max p}{h^2} = \frac{9}{16} \frac{\max p}{\lambda^2} \quad (74')$$

$$\max v = \frac{3\rho_0 \max p}{4h} = \frac{9}{16} \frac{\max p}{\lambda} = \lambda \max q \quad (64').$$

Zarazem należy pamiętać, aby w równaniu (72) niniejszego art-u zadawana wartość  $\max p$  nie była większa od dopuszczalnego naprężenia materiału kory na gnecenie.

Art. 23. Przykłady wytrzymałości kory szabrowej niezłączonej z podłożem.

Zastosujemy wzory art-u 22-go do tych samych przykładów jak w art. 21.

Przykład 1 - szy. Mamy  $\max p = 3$  kg;  $P = 1625$  kg;  $a = 10$  cm.

Będzie więc we wzorze (28)

$$\frac{3a}{2\pi} = \frac{3 \times 10}{2 \times 3,14} = 4,78; \quad \frac{3P}{\pi \max p} = \frac{3 \times 1625}{3,14 \times 3} = 517,52$$

a stąd

$$\rho_0 = \sqrt{(4,78)^2 + 517,52} - 4,78 = \sqrt{540,37} - 4,78 = \underline{18,47 \text{ cm.}}$$

a zatem wzór (72') daje  $P'' = 10 \times 18,47 \times 3 = 554$  kg.

Dla materiału wiążącego wzór (77) daje

$$h = \frac{4}{3} \times 18,47 \times 2 = \underline{49 \text{ cm.}}$$

Podstawiając wartości  $\rho_0$ ,  $P''$ ,  $h$  we wzory (74') i (64') otrzymamy

$$\max q = \frac{9}{16} \times \frac{3}{2^2} = \underline{0,42 \text{ kg.}}; \quad \max v = 2 \times 0,42 = \underline{0,84 \text{ kg.}}$$

Dla kory szabrowej jako betonu wzór (77) daje

$$h = \frac{4}{3} \times 18,47 \times 1,4 = \underline{34,5 \text{ cm.}}$$

Podstawiając wartości  $\rho_0$ ,  $P''$ ,  $h$  w (74') i (64') otrzymujemy

$$\max q = \frac{9}{16} \times \frac{3}{1,4^2} = \underline{0,86 \text{ kg.}}$$

$$\max r = 1,4 \times 0,86 = \underline{1,20 \text{ kg.}}$$

*Przykład 2-gi.* Prócz  $\max p = 5$  kg inne dane są te same jak w przykładzie pierwszym.

Będzie więc w (28)

$$\frac{3 P}{\pi \max p} = \frac{3 \times 1625}{3,14 \times 5} = 310,51$$

a sam wzór (28) da

$$\rho_0 = \sqrt{(4,78)^2 + 310,51} - 4,78 = \sqrt{333,36} - 4,78 = 13,48 \text{ cm.}$$

a zatem według (66')  $P'' = 10 \times 13,48 \times 5 = 674$  kg.

*Dla materiału wiążącego wzór (71) daje*

$$h = \frac{4}{3} \times 13,48 \times 2 = 36 \text{ cm.}$$

Podstawiając wartości  $\rho_0, P'', h$  w (74') i (64') otrzymujemy

$$\max q = \frac{9}{16} \times \frac{5}{2^2} = 0,70 \text{ kg.; } \max v = 2 \times 0,70 = 1,40 \text{ kg.}$$

*Dla kory szabrowej jako betonu wzór (71) daje*

$$h = \frac{4}{3} \times 13,48 \times 1,4 = 25 \text{ cm.}$$

a podstawiając wiadome  $\rho_0, P'', h$  w (74') i (64') otrzymujemy

$$\max q = \frac{9}{16} \times \frac{5}{1,4^2} = 1,43 \text{ kg.; } \max v = 1,4 \times 1,43 = 2 \text{ kg.}$$

Art. 24. Porównania i wnioski do art-ów 20 i 22.

Rozkład ciśnienia  $P$  koła na siły  $P'$  i  $P''$ , stosownie do wzorów (23) i (75) art-u 20 oraz (26) i (72') art-u 22, przy danych  $P$  i  $a$ , zależy tylko od dopuszczalnego ciśnienia  $\max p$  na grunt.

Grubość kory  $h$  oraz wywołane przez siłę  $P$  natężenia kory na rozrywanie  $\max q$  i na przerywanie  $v$ , stosownie do wzorów (76), (43'), (50') art. 20 i (77), (74'), (64') art. 22, zależą od wartości  $\max p$  i stosunku  $\lambda$  wytrzymałości materiału kory na przerywanie do wytrzymałości na rozrywanie.

Za dopuszczalne wartości  $\max q$  i  $\max v$  dla zwykłej drogi bitej niema potrzeby przyjmować bezpiecznych natężeń lecz wystarczy aby wyliczone  $\max q$  i  $\max r$  były mniejsze od krańcowych natężeń.



Nie jest bowiem, z natury rzeczy, *zwykła* droga bita tak dokładną konstrukcją jak np. sklepienie w mostach kamiennych Zresztą, jeżeliby nawet *zwykła szosa* miała grubość  $h$  odpowiadającą bezpiecznym natężeniom, to nie byłoby to jeszcze zabezpieczeniem kory szabrowej od pękania na wiosnę, a wogóle przy odwilży — ponieważ jesienią i zimą wchłonięta z atmosfery w materiał wiążący para wodna skrapla się, a woda przy zamarzaniu rozszerza się, pociągając za sobą i cząsteczki mialu, który przy odwilży wraz z wodą kurczy się, a więc i pękać musi.

Stosując ulepszone sposoby budowy drogi bitej na podłożu kamiennem, jako to *zwykły szaber* związany szkłem wodnem, nawierzchnię betonową, bitumiczną, asfaltową i t. p., należy dla  $max\ q$  i  $max\ v$  przyjmować tylko *bezpieczne* natężenia w rozumieniu jednak, że ulepszona nawierzchnia jest odporna na działanie mrozu.

Przytem, stosownie do wzorów (55) i (56) art-u 20, pamiętać trzeba, że wytrzymałość podłoża na gniesienie nie potrzebuje być więcej jak 2 razy większa od wytrzymałości nawierzchni na rozrywanie.

Wogóle zbyt mocne podłoże nie jest pożądanem dla *drogi bitej*, a mianowicie: stosownie do wzorów (25) art. 20 lub (28) art. 22, ze zwiększeniem  $max\ p$  zmniejsza się  $r$  lub  $\rho_0$ . Chociaż więc wtedy, stosownie do wzorów (76) art. 20 lub (77) art 22 zmniejsza się  $h$ , ale za to, stosownie (43') i (50') art. 20 lub (74') i (64') art. 22 zwiększają się  $max\ q$  i  $max\ v$ .

Taki wniosek zgadza się z doświadczeniem, że *zwykła kora szabrowa* ułożona na bruku niszczy się daleko prędzej jak leżąca bezpośrednio na tym samym gruncie i przy tych samych wszystkich innych warunkach.

*Zasadnicze cechy kory szabrowej złączonej i niezłączonej z podłożem* są następujące:

W *korze złączonej* każdy elementarny klin  $\Delta V$  2-ch połów walca (rys. 28 art. 8) o podstawach  $a\ l\ d$  i  $a'\ F'\ d'$ , jak również każda elementarna tabliczka  $\Delta V = a\ h\ d\ a$  2-ch połów równoległoscianu o podstawie  $g\ k\ k'\ g'$  stanowi odrębną całość nie wymagającą dla swej równowagi żadnych bocznych opór.

W przypadku gdy koło pojazdu przechodzi przy samym kancie kory szabrowej, t. j. gdy np. punkt  $B'$  wypada na tym

kancie, brak jest jednej połowy walca o podstawie  $a' F' d'$ . Przypadająca więc na tę połowę siła  $\frac{P'}{2}$  musi być dołączona do siły  $P''$  przypadającej na czworościan, w którym ogólne ciśnienie

$$P'' + \frac{P'}{2}$$

na podstawę już nie będzie równomierne, mianowicie największe w punkcie  $B'$  a równe poprzedniemu w punkcie  $A'$ .

Dla wytrzymałości więc kory szabrowej należy ją obok kantów pogrubić i to wystarczy.

W korze szabrowej niezłączonej z podłożem do każdego elementarnego klina  $\Delta V$  2-ch połów (rys. 28 art. 8) o podstawach  $e l f$  i  $e' l' f'$  walca, lub do każdej elementarnej tabliczki  $\Delta V''$  2-ch połów równoległoscianu o podstawie  $e f f' e'$ , prócz skierowanej wdół siły  $\Delta P'$  lub  $\Delta P''$ , przyłożona jest jeszcze para sił ( $-\Delta P', \Delta P'$ ) lub ( $-\Delta P'', \Delta P''$ ) (rys. 15 art. 4 i rys. 23 art. 6).

Każdej parze ( $-\Delta P'', \Delta P''$ ) w jednej połowie równoległoscianu odpowiada w drugiej połowie równa i przeciwna para ( $\Delta P'', -\Delta P''$ ) które przekształcają się w pary prostopadłe do przecięcia  $A' A B B'$  równoległoscianu i niszczą się na niem w sposób wskazany w art. 6 z odesłaniem do rys. 18 art. 4.

W 2-ch kołowych po bokach równoległoscianu częściach walca ciśnień, płaszczyzny wszystkich par ( $-\Delta P', \Delta P'$ ) przechodzą z jednego boku przez linię  $A' A$ , a z drugiego przez linię  $B' B$ . Wskutek symetrii, otrzymujemy dwie równe i przeciwne wynikowe pary ( $-P', P'$ ) i ( $P', -P'$ ) w płaszczyźnie  $A' A B B'$ , które przekształcają się w te same płaszczyźnie na dwie równe i przeciwne pary ( $-Q', O'$ ) i ( $Q', -Q'$ ) z siłami prostopadłymi do linii  $A' A$  i  $B' B$ . Te ostatnie pary rozkładają się na powierzchniach bocznych ścianek  $e m n f$  i  $e' m' n' f'$  równoległoscianu i w płaszczyznach równoległych do  $A' A B B'$  na elementarne pary równe i przeciwne niszczące się wzajemnie przez pośrednictwo równoległoscianu, co wcale nie wpływa na działanie par sił prostopadłych do  $A' A B B'$  w tymże równoległoscianie.

Tak wszystko odbywać się będzie, jak tylko co objaśniono, gdy cały walec ciśnień mieści się w obrębie kory szabro-

wej. W przypadku zaś gdy koło pojazdu przechodzi przy samym kancie kory, t. j. gdy np. punkt B' wypada na tym kancie, brak jednej kołowej części walca z parą (Q', — Q') jest powodem, że parze (— Q', Q') od drugiej części przeciwstawia się tylko opór burty. Żeby taki opór mógł być wystarczającym, potrzeba wzdłuż kantów kory szabrowej dać krawężniki, albo, co najlepiej, zabrukować burty. Prócz tego należy pogrubić boki kory szabrowej tak samo, jak przy korze złączonej z podłożem, z powodu dołączenia siły

$$\frac{P'}{2} \text{ do } P''.$$

Doświadczenie potwierdza też, że kora szabrowa między brukowanymi burtami daleko jest wytrzymalsza jak przy zwykłych ziemnych burtach, a innych jednakowych warunkach.

Z porównania wzorów art-ów 20 i 22 wynikają następujące wnioski.

Przy tych samych wartościach P, a, max p i h:

1) wartość  $r'$  według (25) jest większa od  $\rho_0$  według (28) ale  $\frac{2}{3} r$  jest mniejsza od  $\frac{4}{3} \rho_0$ , co pokazuje, że  $h$  według (76) jest mniejsza od  $h$  według (77);

2)  $\max q$  i  $\max v$  według (43') i (50') równają się  $\frac{9}{8} \max q$  i  $\frac{9}{8} \max v$  według (74') i (64').

To znaczy, że przy złączeniu kory szabrowej z podłożem, jakkolwiek grubość  $h$  wypada mniejsza, ale naprężenia rozrywające i przerywające są większe jak w korze niezłączonej przy tych samych innych warunkach.

Ponieważ na złączenia zwykłej kory szabrowej z kamieniem podłożem liczyć wcale niemożna, to jasnym jest, że takie podłoże jest istotnie potrzebnem tylko na bezsprzecznie słabych gruntach oraz w miejscach podlegających wiosennym uszkodzeniom.

*Nawierzchnia drogowa ulepszona*, w rozumieniu jako mocniejsza i trwalsza, a więc mogąca być dużo cięsza od zwykłej kory szabrowej, wymaga kamiennego podłoża. Należy jednak dobrze rozważyć co może być rzeczywistym ulepszeniem drogi bitej.

Dobry kamień naturalny jest mocniejszym od wszelkich sztucznie przygotowanych materiałów wiążących. Stąd jasnym jest, że w ogólnej masie nawierzchni drogowej powinno być jak najwięcej kamienia a jaknajmniej materiału wiążącego. Dla osiągnięcia tego celu wypadaloby raczej zwiększać a nie zmniejszać wymiary zwykłego szabru. Używanie więc, do uznawanej za ulepszoną nawierzchni, drobnego szabru zwanego „grysikiem” a nawet mialu kamiennego, a jeszcze gorzej asfaltu piaskowego trudno uważać jako trafny pomysł. Natomiast dodawanie do zwykłego szabru z miałem szkła wodnego, lub innej specjalnie wynalezionej zaprawy, jest najzupełniej racjonalnem.

Przed wprowadzaniem w wykonanie wszelkich nowych pomysłów budowy dróg bitych, oraz bruków, należałoby zbadać w laboratorium wytrzymałość na rozrywanie i przerywanie tak samego materiału wiążącego jak i przygotowanej na nawierzchnię masy. Mając dopiero takie dane można według wyżej wyprowadzonych formuł obliczyć grubość  $h$  nawierzchni nowego systemu. Przytem pamiętać trzeba, że jeżeli taka nawierzchnia daje się na starej zwykłej korze szabrowej, to tę ostatnią uważać można tylko jako podłoże dla pierwszej, gdyż wytrzymałość obu jest różna, a formuły stosują się do jednorodnej masy.

Zarazem trzeba wypracować z doświadczeń na gruncie dane co do wytrzymałości na gniesienie i podnoszenie kamiennego podłoża lub starej kory szabrowej mających służyć za oporową podstawę dla nowej nawierzchni ulepszanego systemu.

---

INŻ. LUDWIK HUBL.

### MOST NA RZECE WKRZE W RADZANOWIE.

W sierpniu 1932 r. oddany został do użytku publicznego w powiecie mławskim w woj. warszawskim nowy most żelazobetonowy na rzece Wkrze w Radzanowie na drodze wojewódzkiej Mława — Radzanów — Raciąż. Most ten długości około 80 m posiada konstrukcję rzadko w mostach żelazobetonowych spotykaną a w Polsce zdaje się wogóle po raz pierwszy zastosowaną i z tego powodu zasługuje na bliższy opis. Mianowicie

konstrukcja ustroju niosącego przedstawia belkę przegubową o pięciu prawie równych polach (rozpiętość skrajnych pól 15,85 m środkowych 16,00 m) o całkowitej rozpiętości podporowej 79,70 m i całkowitej długości mostu 80,20 m.

Przeguby znajdują się w drugim i piątym polu w których umieszczone są belki zawieszane każda o rozpiętości podporowej 8,40 m. W ten sposób skrajne przęsła są to belki jednospornikowe zaś środkowe przęsło tworzy belka dwuspornikowa.

Ramiona wsporników tak przy przęsle środkowym jak przy przęsłach skrajnych wynoszą 3,80 m.

Na rys. 1 pokazano szematyczny szkic ustroju niosącego.

Wyżej wspomniana prawie równa rozpiętość wszystkich przęseł nie jest wprawdzie pod względem ekonomii najlepszym rozwiązaniem ani dla belki ciągłej ani dla belki przegubowej, wybrana została jednak ze względów estetycznych zwłaszcza, że różnica w ekonomii nie byłaby przy zastosowaniu nierównych przęseł zbyt wielka a zato na wyglądzie zewnętrznym most by dużo stracił.

Wybierając zaś między belką ciągłą a przegubową zdecydowano się na tę ostatnią ze względu na zły grunt na którym filary i przyczółki miały być posadowione. Przy belce bowiem przegubowej ewentualne drobne osiadanie opór są prawie bez znaczenia, gdy przy belce ciągłej mogą być niebezpieczne, zaś ekonomia jaką daje belka ciągła w przeciwstawieniu n. p. do szeregu belek wolnopodpartych pozostaje przy systemie belki przegubowej w zupełności utrzymana.

Jezdnia mostu posiada szerokość 5,40 m z obustronnymi krawężnikami po 0,40 m tak, że szerokość mostu między poręczami wynosi 6,20 m całkowita zaś szerokość mostu w obrysie wynosi 6,80 m. Obciążenie mostu wg. II kl. „Przepisów mostowych” z 1925 r. Dopuszczalne naprężenie w betonie 40 kg/cm<sup>2</sup> w żelazie 950 kg/cm<sup>2</sup>. Nawierzchnię mostu tworzy kostka granitowa grubości 10 cm ułożona na podsypce z piasku i cementu. Poprzeczny spadek jezdni około 2%. W kierunku podłużnym most znajduje się w poziomie.

Odwodnienie jezdni zapomocą pionowych sączków żelaznych umieszczonych na krawędziach jezdni.

Przekrój poprzeczny składa się z 5-ciu dźwigarów rozstawionych w odstępie 1,40 m między którymi rozpięta jest płyta żel.-bet. o grubości 16 cm uzbrojona dołem 8  $\varnothing$  13 mm i górą 4  $\varnothing$  13 mm.

Grubość dźwigarów belek wspornikowych 40 cm, belek zawieszonych 30 cm, wysokość dźwigarów belek wspornikowych pośrodku przeszła 1,10 m na oporze 1,90 m. Ta ostatnia wysokość nie była konieczną ze względów statycznych, to znaczy wymiar ten mógłby być mniejszy, dano ją jednak ze względów estetycznych pragnąc nadać dolnej linii dźwigarów ładną linię eliptyczną. Ponieważ wysokość dźwigarów belek zawieszonych jest na całej ich długości równa i wynosi 80 cm zatem w przegubie, gdzie belka wspornikowa ma wysokość 123 cm następowalby skok, któryby linię estetyczną mostu psuł. Aby temu zapobiec skrajne dźwigary belek zawieszonych zaopatrzone w fartuchy żelazobetonowe, którym nadano dokładnie kształt dźwigarów belek wspornikowych.

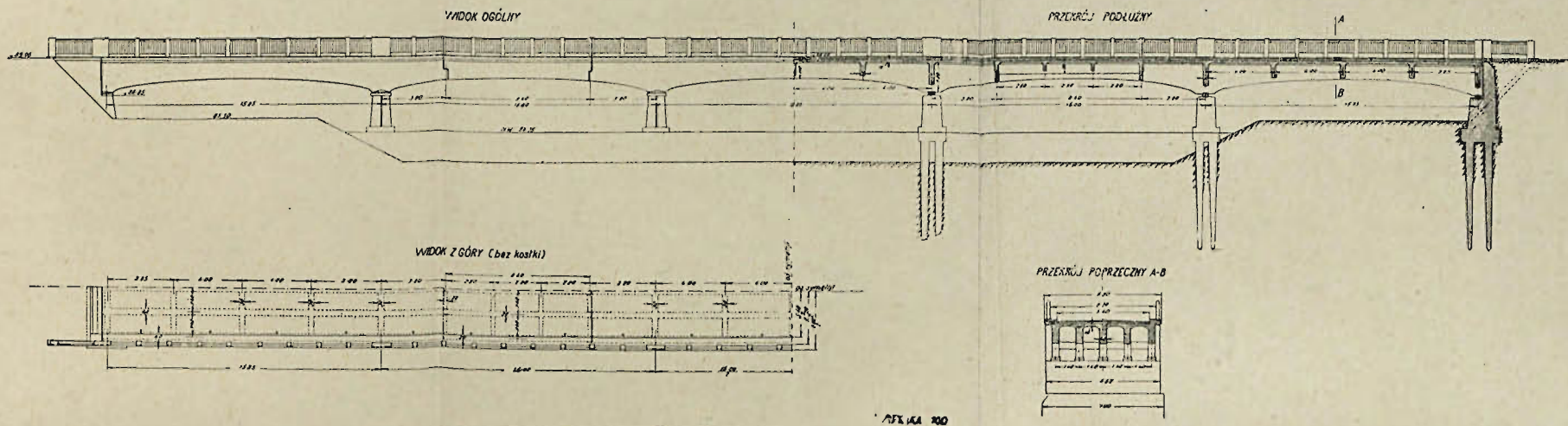
W ten sposób każde przeszło ma z zewnątrz wygląd jednokowy a mianowicie lekko wzniesionego łuku o formie elipsy której jedna oś ma wymiar 15,00 m a druga 1,60 m.

Uzbrojenie belek jednowspornikowych pośrodku przeszła dołem 13  $\varnothing$  32 mm i górą 4  $\varnothing$  25 mm, uzbrojenie belki dwuwspornikowej — ze względu na większe jej odciążenie bocznymi przeszłami — cośkolwiek mniejsze a mianowicie dołem 10  $\varnothing$  32 mm. Uzbrojenie belek na oporze 4  $\varnothing$  32 mm + 4  $\varnothing$  25 mm. Specjalne uzbrojenie musiały otrzymać belki wspornikowe w przegubach, gdyż tam posiadają one silny uskoki a mianowicie z wysokości 123 cm wysokość ich maleje gwałtownie do 61 cm tworząc półkę dla oparcia belki zawieszanej. Również silnie musiały być uzbrojone belki zawieszane w przegubach gdzie siły tnące dla belek zawieszonych są największe a ich wysokość zmniejsza się pionowym uskokiem z 80 cm do 60 cm.

W kierunku poprzecznym stężone są dźwigary przeszły wspornikowych silnymi poprzecznikami w ilości 6-ciu sztuk przy przeszle jednowspornikowym i 7 sztuk przy przeszle dwuwspornikowym. Belki zawieszane posiadają każda 4 poprzecznicę t. j. dwie skrajne i dwie pośrodku przeszła.

Rys. 2 przedstawia skrajną belkę wspornikową.

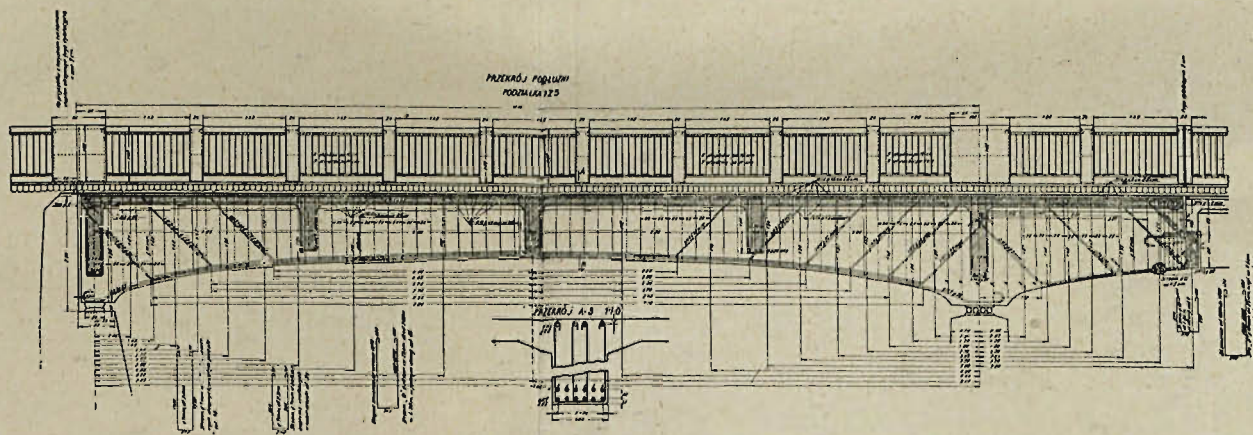
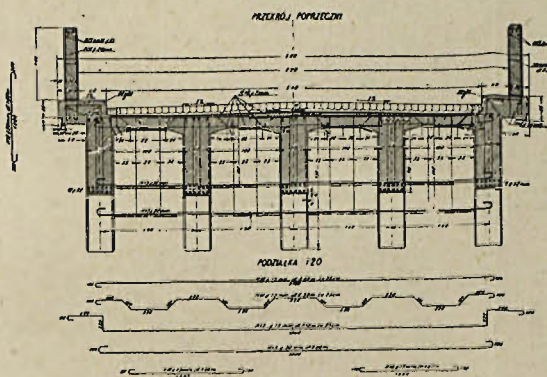
Łożyska belek zawieszonych utworzone są z dwóch blach



Rys. 1.

Współdzielni Warszawa  
 Paweł Mławski  
 MOST PRZEZ RZ. WIEŚ  
 POD RADIANKIEM

BELKA SKRAJNA JEDNOSPOROBOWA



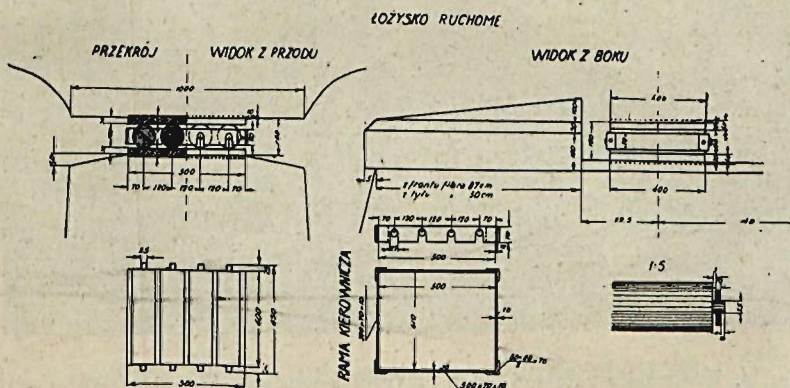
Rys. 2.

grubości każda 10 mm z których jedna jest cokolwiek wygięta dla ułatwienia przesunięć. Luka dylatacyjna w przegubie wynosi 4 cm.

Poręcze utworzone są z balustrady żelazobetonowej biegnącej od słupka do słupka rozmieszczonych w odstępach 1,26 m względnie 1,49 m. Rozumie się, że wspomniana luka dylatacyjna na przegubach zachowaną jest także w balustradzie tylko zmniejszona do 2 cm.

Ustrój cały spoczywa na łożyskach stałych i ruchomych; łożyska stałe wykonane są z żeliwa, łożyska ruchome ze stali zlewnej względnie kutej. Konstrukcja łożysk ruchomych bardzo prosta. łożysko składa się z dwóch płytek stalowych każda grubości 4 cm z czego jedna wpuszczona na 1 cm w ustrój niosący a druga w oporę, pomiędzy płytkami umieszczone są 4 wałki ze stali kutej każdy grubości 10 cm, ujęte w ramę kierowniczą. Ogólny ciężar 15 stalowych łożysk stałych i 15 ruchomych 6800 kg.

Rys. 3 przedstawia łożysko ruchome.



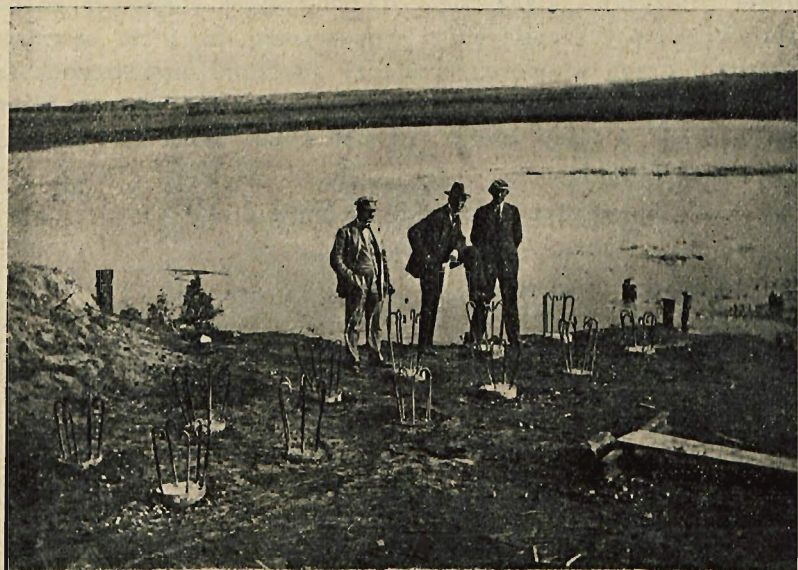
Rys. 3.

Opory mostu wykonane są z betonu, ręcznego mieszania o zawartości 240 kg cementu na m<sup>3</sup> betonu. Z uwagi na bardzo mały spadek rzeki nie zachodziła obawa pochodzenia lodów wobec czego filary mostu nie zostały osłonięte izbicami a tylko przód filarów otrzymał nachylenie o spadku 1:4 i opatrzony został silnym kątownikiem.

Fundamentowanie opór przeprowadzono na palach żela-



zobetonowych a to z uwagi na bardzo zły grunt składający się z miążkiego piasku z mułkiem i zalegający w warstwie grubości 8—10 m. Pale przewidziane były o średnicy 32 cm wbijane na głębokość 5—8 m u góry zbrojone 6  $\phi$  16 mm dla połączenia ich z ławą fundamentową. Pod każdy filar przewidziane było 13 pali pod każdy przyczółek 12 razem pod wszystkie opory 76. Wykonanie pali przeprowadzono w gilzach blaszanych wbijanych do wymaganego wpędu i następnie betonowanych. Przy wbijaniu pali na budowie okazała się konieczność głębszego ich zabicia niż to pierwotnie było przewidziane; ponieważ jednak blacha gilz przy głębszym ich zabijaniu



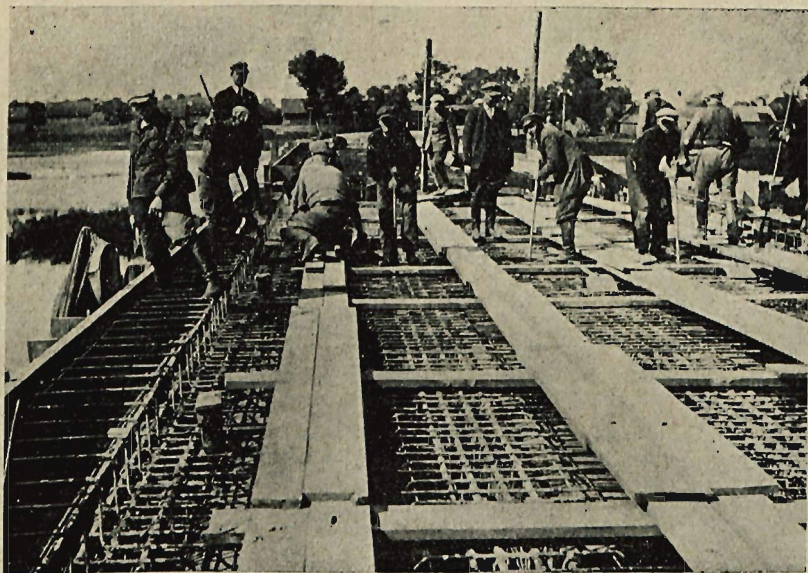
[Rys. 4. Wbite pale żelbetowe pod przyczółek mostu na Wkrze w Radzanowie.

okazała się w dole za słabą i niektóre gilzy zaczęły się deformować, zaradzano sobie w ten sposób, że spód wbitych gilz, które wymagały dalszego wbijania, zabetonowywano szybko twardniejącym betonem i następnie wbijano do wymaganego wpędu przedłużając równocześnie gilzę u góry o potrzebną długość.

W ten sposób niektóre pale wbijane były na głębokość około 11 m zanim osiągnęły należyty wpęd.

Na rys. 4 widać wbitych 12 pali pod fundament przyczółka, z których wystaje uzbrojenie dla dobrego połączenia ich z ławą fundamentową przyczółka.

Ogólna ilość betonu w 2 przyczółkach i 4 filarach około 185 m<sup>3</sup>, koszt ich wykonania razem z 76 palami żelazobetonowymi wbijanymi na głębokość od 6 — 11 m około 65800 zł to znaczy że średnio koszt jednej opory żelazobetonowej wyniósł około 11000 zł.



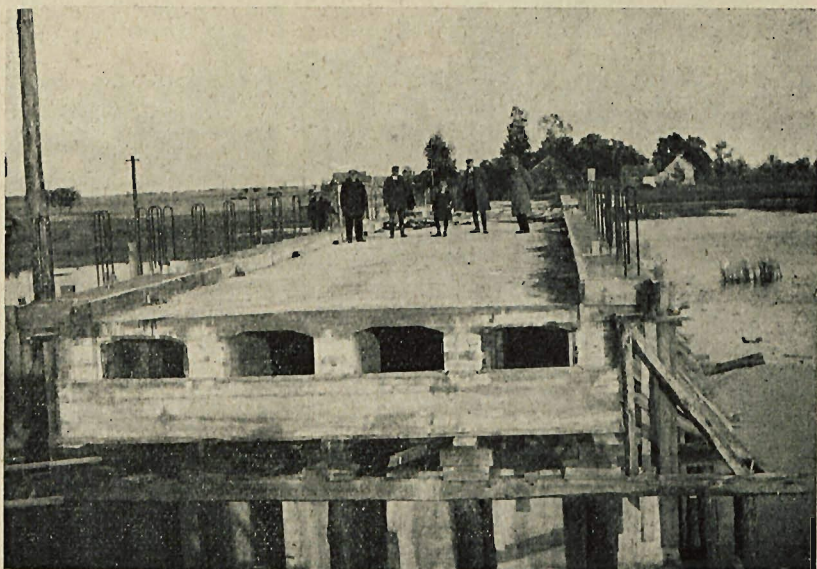
Rys. 5. Betonowanie jednego z przęseł mostu na Wkrze w Radzanowie.

Budowę opór rozpoczęto w połowie sierpnia 1929 r. i zakończono w listopadzie. Pali żelazobetonowe wykonała firma „Raymond”. Betonowanie ustroju niosącego przeprowadzono betonem mieszanym maszynowo. Każde z przęseł wspornikowych jak również zawieszonych zabetonowano w jednym ciągu idąc od jednego czoła do drugiego. Rys. 5 pokazuje betonowanie jednego z przęseł.

Przęsła zawieszane betonowano dopiero w 3 — 5 tygodni po zabetonowaniu przęseł wspornikowych. Rys. 6 pokazuje rozdeskowaną część czoła wspornika pierwszego przęsła, która

ma służyć jako przyczółek dla belki zawieszanej w drugim przęśle.

Porządek betonowania był taki, że najprzód zabetonowano skrajne przęśło jednowspornikowe (pierwsze z rzędu) następnie środkowe dwuwspornikowe (trzecie z rzędu) dalej znów jednowspornikowe (piąte z rzędu) następnie belkę zawieszoną w drugim przęśle i wreszcie belkę zawieszoną w czwartym przęśle. Budowę ustroju niosącego rozpoczęto w kwietniu 1930 r. i zakończono w listopadzie tegoż roku.

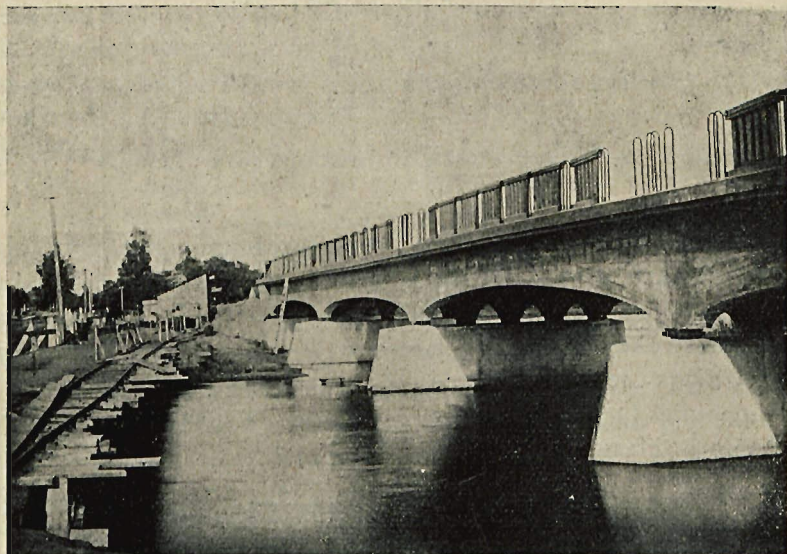


Rys. 6. Widok od frontu wspornikowej części jednego z przęseł mostu na Wkrze w Radzanowie.

Balustradę żelazobetonową wykonywano w dwóch specjalnie zrobionych formach drewnianych obitych blachą, jedna dla długości odcinków balustrady 1.26 m druga dla odcinków 1.49 m i następnie gotowe elementy ustawiano na moście między przygotowane uzbrojenie słupków, poczem wykonywano deskowanie słupków i słupki zabetonowywano.

Na rys. 7 widać poszczególne elementy balustrady ustawione między uzbrojenie słupków.

W ten sposób uzyskano zupełnie jednolity wygląd całej balustrady przy możliwie najmniejszych kosztach deskowania.



Rys. 7. Ustawianie balustrady żelazobetonowej na moście na rzece Wkrze w Radzanowie.

Całkowita ilość betonu i żelaza w ustroju niosącym wraz z balustradą przedstawia się następująco:

betonu . . . . .	320,4 m <sup>3</sup>
żelaza zbrojącego . . . . .	44025 kg
żelaza na sączki, krawężniki, blachy dylatacyjne . . . . .	2065 kg
łożyska (stalowe i żelazne) . . . . .	7095 kg
co daje na 1 m <sup>2</sup> zabudowanej powierzchni mostu (długość mostu 80,2 szerokość 6,8)	

$$\text{betonu } \frac{320,4}{80,2 \times 6,8} = 0,59 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{żelaza zbrojącego } \frac{44025}{80,2 \times 6,8} = 81 \text{ kg/m}^2$$

zaś średnia zawartość żelaza zbrojeniowego w betonie  $\frac{44025}{320,4} = 137 \text{ kg/m}^3$ .

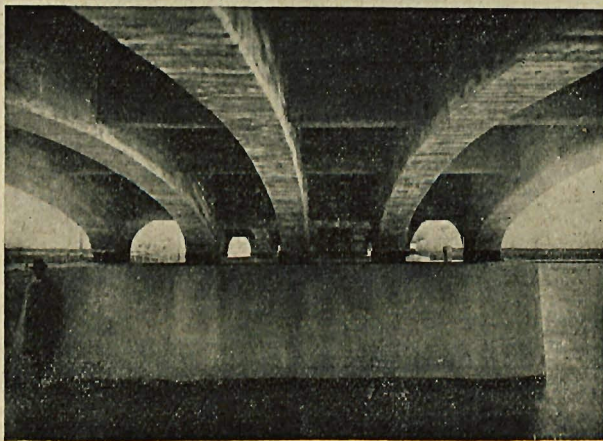
Dla porównania zaznaczyć wypada, że w moście typowym bez chodników II kl. M.R.P. o podobnej rozpiętości, t. j. 16 m wypada na 1 m<sup>2</sup> zabudowanej powierzchni mostu

$$\text{betonu } \frac{73,3}{103,8} = 0,71 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{żelaza zbrojeniowego } \frac{9699}{103,8} = 93,5 \text{ kg/m}^2$$

zaś średnia zawartość żelaza zbrojeniowego w betonie  $\frac{9699}{73,3} = 133 \text{ kg/m}^3$ .

Jak z porównania widać procent zbrojenia jest przy obu konstrukcjach prawie ten sam jednak ilość betonu i żelaza na  $1 \text{ m}^2$  zabudowanej powierzchni mostu jest przy zaprojektowanej konstrukcji znacznie mniejsza a zatem zaprojektowana konstrukcja jest oszczędniejszą od belek wolnopodpartych i ekonomja ta jak dokładne obliczenie wykazało wynosi na betonie i żelazie około 21 — 22%.



Rys. 8.

Próbné obciążenie przeprowadzono dla przęsła skrajnego jednowspornikowego i dla jednego przęsła zawieszono zapomoć warstwy piasku równoznacznemu II kl. „Przepisów mostowych” z 1925 r. Na całym przęsle jednowspornikowym za wyjątkiem części wspornikowej nasypało warstwę piasku równoznaczną obciążeniu  $400 \text{ kg/m}^2$  a w środku przęsła odpowiadającą ciężarowi walca drogowego 16 tonn. O godzinie 10 rano rozpoczęło nawożenie piasku i ukończono o godzinie 16 przyczem strzałka ugięcia wyniosła 3,9 mm i do następnego

dnia się nie zwiększyła. Po usunięciu obciążenia przeszło wróciło prawie całkowicie do dawnego położenia, gdyż pozostałe ugięcie wyniosło zaledwie 0,1 mm. Przy belce zawieszonyj maksymalne ugięcie wyniosło 1.1 mm, przyczem po zdjęciu obciążenia belka wróciła całkowicie do dawnego położenia.

Koszt ustroju niosącego wyniósł około 114000 zł, a razem z oporami i łożyskami około 190000 zł (poza kosztami dojazdów, mostu objazdowego, częściowej regulacji rzeki i t. p.) co daje przy zabudowanej powierzchni mostu około 350 zł/m<sup>2</sup> przyczem nadmienić wypada, że miejsce budowy leży w odległości około 28 km od najbliższej stacji kolejowej Mławy.

Budowa była przeprowadzona przez Wydział Powiatowy w Mławie sposobem gospodarczym (poza zabiciem pali żelazobetonowych). Kierownictwo robót spoczywało w rękach p. inż. Adama Gniewiewskiego kierownika Pow. Zarządu Drogowego w Mławie, wykonawcą robót na miejscu był przy budowie opór p. inż. Jerzy Szaniawski a przy budowie ustroju niosącego p. Henryk Szkonter.

---

INŻ. M. MACZYŃSKI i Inż. W. SKALMOWSKI.

#### TANIE DROGI.

Uwagę naszą zwrócił artykuł inż. H. Tréhard'a, opublikowany w Nr. 86 z 1933 r. czasopisma „Revue Generale des Routes et de la circulation routiére”.

Artykuł ten przytaczamy w tłumaczeniu. Nadmienić wypada, że dane cyfrowe odnoszą się do sposobów badania wg. norm francuskich.

W razie prób pracy temi metodami w Polsce należałoby przytoczone dane zamienić na cyfry otrzymywane z badań metodami znormalizowanemi w Polsce.

„Sposób amerykański mieszania na miejscu (mixed in place)”.

Smola i asfalt zyskują sobie coraz szersze zastosowanie w budowie nawierzchni, przyczem wysiłki skierowuje się do wykorzystywania materiałów znajdujących się na miejscu, posuwając się aż do przeróbki ziemi, a to w celu jak największego zmniejszenia kosztów.

Tanią drogą jest taka droga, której budowa nie pochłania dużych kosztów, a która może wytrzymać ruch umiarkowany przy niewielkich kosztach jej utrzymania. Wydatki na utrzymanie drogi nie powinny przekraczać kwoty będącej różnicą między kosztami budowy drogi pewnego typu, a kosztami budowy drogi wyższej kategorii.

Uwagi te stosują się w szczególności do dróg drugiej klasy dla których kosztowne nawierzchnie nie byłyby celowe ze względu na ruch.

Poniżej chcemy omówić dwa typy nawierzchni nie wymagające dużych kosztów budowy. Obydwa sposoby są metodą „mieszania na miejscu”, przy czym rozróżniamy sposób budowy wg. astopniowanego agregatu „Graded aggregate type” i „Macadam aggregate type Retread”.

Nadają się one dla dróg o ruchu lekkim, albo średnim, wynoszącym średnio 300 — 1500 pojazdów. Te dwa typy nawierzchni różnią się jedynie stosowanym przy nich agregatem mineralnym.

W pierwszym z omawianych sposobów agregat składa się ze żwiru od 2,5 cm. aż do pyłu.

W drugim typie agregat składa się z tłucznia albo żwiru od 4 do 2 cm. z wyłączeniem pyłu.

Różnica w granulacji obu tych nawierzchni wymaga przede wszystkim używania produktów asfaltowych o różnych własnościach. Skutkiem tego i mieszanki mineralno-bitumiczne będą miały różne własności.

### 1) Budowa drogi sposobem „graded aggregate”.

Nawierzchnia jest układana ze żwiru na właściwym podłożu i osiąga grubość 10 a nawet więcej cm. Niekiedy wystarcza zerwać starą szutrówkę do głębokości 4,5—7 cm. i przerobić tak uzyskany materiał, dodając w razie potrzeby, świeżego materiału kamiennego, resztę wykonywując jak przy nowej drodze.

W obu tych wypadkach agregat mineralny winien posiadać uziarnienie stopniowane, zawierające możliwie wszystkie wymiary wg. załączonego zestawienia, tak by dawał masę jak najbardziej zwartą i jednolitą.

Ziaren przechodzących przez sito	2,5 cm .— 100%
" " " "	6 mm. — 50—70%
" " " "	10 (2,45 mm.) — 35 — 60%
" " " "	200 (0,10 mm. — 7 — 14%.

Jeżeli droga pierwotna posiada nadmiar uziarnienia drobnego, wskazanem jest dodać, w miarę potrzeby, materiału mineralnego o wymiarach powyżej 6 mm., w wypadku przeciwnym dodawany materiał mineralny powinien się składać z ziaren poniżej 6 mm.

Rozpostarty na drodze materiał kamienny polewa się olejem asfaltowym o temperaturze 71—93°C zapomocą rozpylacza pod ciśnieniem. Dla nawierzchni o grubości 5 cm. (po skomprimowaniu) ilość potrzebnego oleju waha się między 6, 8—9,5 l/m<sup>2</sup> co odpowiada 3 lub 4 polewaniom kolejnym. Po każdym rozlaniu bronuje się materiał specjalną broną talerzowo-zębatą, tak aby uzyskać szybkie wsiąknięcie oleju asfaltowego lub smolowego w materiał mineralny.

Brona talerzowa, służąca do mieszania, składa się z dwóch serji tarcz, zwykle 16, ułożonych na dwóch ramach nachylnych do siebie pod kątem w formie litery „V”. Tarcze obu serji przerzucają kamienie w kierunkach przeciwnych. Średnica płyt wynosi 55 cm, Mieszanie takimi bronami jest bardzo dokładne, a jako napęd wystarcza użycie traktora o niewielkiej sile. Taki tok robót daje możność niezamykania drogi dla pojazdów bez obawy o niebezpieczeństwo zabierania i strat materiałów wiążących i uszkodzenia całości.

Dzięki dokładnemu wymieszaniu oleju asfaltowego z drobnymi częściami agregatu mineralnego, powstaje masa raczej sucha i niedająca wyrw na skutek przylepności. Mieszanie maszyną prowadzi się, aż do otrzymania mieszanki całkowicie jednorodnej, poczem polewa się agregat bitumem po raz drugi i powtarza mieszanie i powtarza się tę czynność, aż do wylania na agregat całej obliczonej ilości smoły lub asfaltu. Po uzyskaniu wymieszania, rozpoczyna się wyrównywanie zapomocą specjalnej maszyny, która zagarnia agregat mineralny ze środka na brzegi i z brzegów na środek.

Maszyna do wyrównywania „gruder” typu amerykańskiego jest bardzo prostym przyrządem, składającym się z długiego lemiesza żelaznego, umocowanego nie zupełnie prostopadle



do kierunku jazdy wozu i czterech kół ruchomych, które utrzymują lemiesz w stałej pozycji. Urządzenie takie pozwala kierowcy zgarniać lub zdrapywać powierzchnię drogi lub ziemi mniej lub więcej ukośnie i zgarniać jednocześnie wzdłuż osi drogi. Materiał mineralny zgarnia się w obie strony, aż do uzyskania jednolitej warstwy mieszanki barwy brunatnej. Przez kilka dni wyrównywuje się ten materiał zapomocą pługów i ugniata go walcem o wadze 5—8 tonn zwykłym sposobem.

W ciągu tego okresu robót wyrównuje się mniejsze zagłębienia i wzniesienia nawierzchni, które daje się łatwo usunąć używając do tego celu mieszanki bitumiczno-mineralnej, specjalnie na ten cel odłożonej. Po ustaleniu się nawierzchni, nakłada się lekką warstwę pokrowcową, używając do tego 0,68 l. asfaltu na 1 m<sup>2</sup>. Nakoniec posypuje się całą drogę żwirem lub drobnym piaskiem o wymiarach ziarna poniżej 1 cm. w ilości 5 kg. na 1 m<sup>2</sup>. Dla ostatecznego wyrównania nawierzchni szczotkuje się ją dla uzyskania jednolitej powierzchni, poczem ostatecznie wałuje.

Wyżej opisany sposób został użyty z powodzeniem dla zamiany zwykłych dróg szutrowych już istniejących, na doskonale nawierzchnie całkowicie jednolite, nieprzepuszczalne dla wody i nie śliskiej przy dodatku niewielkiej ilości świeżego kamienia i smoły lub asfaltu.

Tak wykonana droga ma wygląd betonu asfaltowego, przyrządzonego na gorąco w specjalnych instalacjach, nie posiada jednak, ani tak wysokiej odporności, ani tak wysokiej zwartości. Bitum, używany tu jako lepiszczce jest zazwyczaj asfaltem wolnowiążącym lub też asfaltem mieszanym, składającym się z właściwego asfaltu i lżejszych olejów.

Ze względu na wiskozę tych produktów, używa się je na gorąco. Specyfikacja i własności asfaltów, polecane przez Amer. Instytut asfaltowy, są następujące: (asfalt Nr. 3 wolnowiążący nadaje się dla terenów nizinnych, a asfalt mieszanym dla wszystkich innych wypadków).

Asfalt Nr. 3    Asfalt „mieszany”  
(olej asfaltowy)

Wiskoza wg. Engler'a przy 50°	50—80°	50—80°
destyluje do 225°C nie więcej niż	2%	5%
„ „ 315°C	15%	—

"	"	360°C	25%	—
"	"	315—360°C	—	12%
Pozostałość				
		penetracja 25°/50 gr.		
		obciążenie igły	350	—
		ciągliwość	—	100—350
Rozpuszczalność w CS <sub>2</sub>			99%	99%

Jedną z zalet jakie posiada sposób „Graded Aggregate” jest łatwe i dokładne ustalenie ilości bitumu, co zapewnia dobre wyniki.

Próby wykonywane tak na drogach, jak i w laboratoriach doprowadziły do ustalenia pewnych wzorów praktycznych, przy pomocy których można, ustalwszy % próżni, jaką posiada dany agregat mineralny, określić potrzebną ilość substancji bitumicznej. Niżej podana tablica wg. inż. B. Gray'a z Amer. Instytutu Drogowego daje potrzebne wskazówki. Należy zaznaczyć, że współczynnik 6 jest cyfrą wypośrodkowaną laboratoryjnie, zależną od próżni, dzięki któremu pozwala wykonanej nawierzchni na ruchy dylatacyjne, wynikające ze zmian temperatury bez powodowania uszkodzenia drogi.

T A B E L A.

% próżni w agregacie mineralnym	Współczynnik	% próżni wypełnionej bitumem	Ilość litrów oleju asfaltowego, który należy użyć na m <sup>2</sup> drogi przy grubości nawierzchni 2,5 cm.
15	6	9	2,73 l
16	6	10	3,06 l
17	6	11	3,39 l
18	6	12	3,66 l
19	6	13	3,98 l
20	6	14	4,26 l
21	6	15	4,59 l
22	6	16	4,92 l
23	6	17	5,19 l
24	6	18	5,52 l
25	6	19	5,85 l
26	6	20	6,12 l
27	6	21	6,45 l
28	6	22	6,72 l
29	6	23	7,05 l
30	6	24	7,38 l
31	6	25	7,67 l
32	6	26	7,97 l
33	6	27	8,31 l

## 2) Budowa drogi typu „Retread”.

Ta nawierzchnia podobna do poprzedniej wymaga położenia na starej drodze warstwy pokrowcowej, składającej się z agregatu mineralnego, powleczonego substancją bitumiczną, przyczem mieszankę sporządza się na miejscu i następnie wałuże. Ta warstwa ma zazwyczaj po ułożeniu 6 — 7 cm. grubości, a po skompymowaniu 5 cm.

Sposób ten stosuje się specjalnie do wzmocnienia i sprofilowania dróg macadamowych lub szutrówek nieco uszkodzonych. Nierówności, jakie na tych drogach się znajdują, powinny być przed nałożeniem pokrowca wyrównane.

Skoro powierzchnia starej drogi ze zwykłego macadamu lub tłucznia nie jest już dobrze związana, stosuje się poraz pierwszy smołowanie smołą o małej wiskozie 8 do 13" przy 40° C i w ilości 1,4 do 2,7 litrów na 1m<sup>2</sup>; powierzchnię smołowaną posypuje się żwirkiem w wypadku, o ile nie można ruchu wstrzymać na dłużej niż 24 godz. Następnie przystępuje się do:

1) Ułożenia na miejscu kamienia, który powinien mieć następującą granulację.

wymiały	% ziaren przechodzących przez sita			
	3,7	2,5	1,2	0,6 cm.
1,2 — 3,7 cm gruby agregat	95—100	25—75	0—10	—
0,6 — 2 cm drobny agregat	—	—	—	0—10

2) Rozlewanie asfaltu o dużej wiskozie według niżej podanej specyfikacji, który powinien a) utrzymać się przez pewien potrzebny czas w stanie płynnym, aby umożliwić dokładne oblepienie materiału mineralnego bitumem przy walcowaniu, b) stwardnieć i związać nawierzchnię dość szybko w czasie wałowania, nie dopuszczając do wyrw lub zepsucia się drogi.

### Specyfikacja asfaltu.

Wiskoza według Engler'a 50 cm/50° C	150 — 200
Temperatura zapłnienia powyżej	26° C
Destylacja w % objętych.	
do 225° C mniej jak	5%
do 315° C mniej jak	15%
do 360° C mniej jak	30%

Własności pozostałości po destylacji

Penetracja w 25° C 100 g. 5 sek.	60 — 110
Ciągliwość w 25° C powyżej	60 cm
Rozpuszczalność w CS <sub>2</sub> „	99 %

Smola może być także stosowaną. Własności smoły powinny być następujące:

na warstwę spodnią jako lep. pokrowca

Temperatura stosowania	16 — 52° C	38 — 65° C
Ciężar właściwy 25/25° C	1,11 — 1,18	1,13 — 1,20
Zawartość wody poniżej	2%	2%
Wiskoza wg. Engler'a 50 cm w 40° C	8,13	—
50 cm w 50° C	—	15 — 20 (1)
50 cm w 50° C	—	26 — 35 (2)
Destylacja 100 g.		
przechodzi w % % wag. do 170° C	7	5
do 235° C	20	18
do 300° C	35	32
Pozostałość	60	60
Ciężar właściwy 38/38° C	0,98	0,98
Rozpuszczalność w CS <sub>2</sub>	88,97%	88,97%

Przed pierwszym wylaniem bitumu, wskazaniem jest puścić na drogę bronę, a następnie już wyrównać, aby uzyskać dobry profil i jednolitą zbitość drogi. Te czynności dają jeszcze jedną korzyść, a mianowicie, że pozostający po nich agregat mineralny jest suchy i pozbawiony kurzu. Rozlewania asfaltu dokonuje się na 3 zawody, przyczem na dwa pierwsze rozlania bierze się 1,41 l. na m<sup>2</sup>, którą to ilość ma za cel stworzenie warstwy górnej. Bitum należy rozlewać w temperaturze między 38 do 93° C a to w celu uzyskania równego rozdziału i dokładnego otoczenia materiału kamiennego. Celem jest użycie do tych robót naczyń o małej pojemności (2700 do 3000 litr), aby zmniejszyć ciężary. Drugie polewanie asfaltem powinno być wykonane przed zupełnem wyschnięciem warstwy, pochodzącej z pierwszego polewania. Zazwyczaj robi się to na drugi dzień. Po każdym polaniu bitumem budowanej drogi puszcza się bronę zębatą 6 — 10 razy i wyrównacz, a dopiero po ulotnieniu się olejów lekkich, gdy już agregat staje się lepki, przechodzi się do uwałowywania. Wa-

łowania dokonuje się walcem wywierającym nacisk nie większy od 180 kg. na cm. szerokości obręczy.

Warstwę wierzchnią nakłada się zazwyczaj w parę tygodni po ułożeniu podłoża, to znaczy po całkowitem ustaleniu się i skompymowaniu warstwy spodniej drogi. Używa się do tego celu tych samych asfaltów, których używano do zlepiania kamieni podłoża.

Przed przystąpieniem do tej operacji, rozsypuje się na powierzchnię drogi warstwę tłucznia, którą wyrównuje się miotłami. Następnie wylewa się lepiszcze w ilości 1,0 litr./m<sup>2</sup>, wyrównuje się drogę drewnianym wyrównywaczem i wykańcza lekkim walcem z chwilą gdy lepiszcze zaczyna wiązać. Drogi wykonane wyżejopisanymi sposobami, winny dostawać po pierwszym roku użycia pokrowiec.

---

INŻ. JÓZEF FRANCOS.

## CZY NALEŻY ZAKŁADAĆ KAMIENIOŁOMY PAŃSTWOWE I KOMUNALNE.

W ostatnim czasie podnoszą się zarówno w prasie codziennej, jakoteż z trybuny sejmowej głosy, przeciw kamieniołomom państwowym i kamieniołomom komunalnym, popieranym przez rząd. Krytyka ta nie przybiera w słowach, a ataki stają się coraz śmielsze, gdyż ze strony zarządów powyższych kamieniołomów przechodzi się nad temi atakami do porządku dziennego, albo też obrona polega na krótkich sprostowaniach, nie wyświełających całokształtu sprawy.

Ataki te pochodzą albo ze strony reprezentantów wielkiego prywatnego przemysłu kamiennego, który to przemysł opanował do niedawna rynek tłuczniowy w całej Polsce, albo ze strony czynników ulegających bezwiednie wpływowi, — umiejętnie prowadzonej przez prywatne kamieniołomy, — kampanji przeciw kamieniołomom państwowym w Janowej Dolinie, Zagnańsku i Kozach oraz komunalnym kamieniołomom w Chrzanowie popieranym przez rząd.

Na czasie więc jest pytanie, czy faktycznie dobrze się stało, że założono kamieniołomy państwowe oraz czy jest wskazanem ze względu na interes państwa nadal prowadzić te ka-

mieniołomy i czy inicjatorzy tych zakładów, szukając poprawy gospodarki tłuczniowej, a przez to i drogowej, nie zaszli bezwiednie na drogę złą, godzącą zarówno w interes państwa, jako też obywateli, którzy powinni być przez rząd chronieni. Sądzę, że nadeszła chwila, aby na podstawie analizy zarzutów przeciwników kamieniołomów państwowych i komunalnych sprawę tę *bez ogródek* wyświetlić.

I. *Czy istnieje uzasadnienie kreowania kamieniołomów państwowych?* Mogą przeciwnicy polityki ingerencji państwa w sprawy prywatno-gospodarcze powstawać przeciw różnym interwencjom rządowym, mogą dyskutować nad tem, czy jest wskazanem zakładanie przez rząd nowych fabryk produktów konsumowanych przez strony prywatne, ale najgorętszy przeciwnik ingerencji państwowej nie może kwestjonować prawa i obowiązku wkroczenia państwa i samorządu w te dziedziny produkcji, które prawie wyłącznie służą potrzebom państwa i samorządu. Takimi zakładami są kamieniołomy, gdyż w 90% produkcja tłucznia i kamienia idzie na pokrycie potrzeb Ministerstwa Komunikacji i samorządów dla budowy i konserwacji dróg żelaznych i bitych.

W okresie przedwojennym, a więc w okresie zdrowej gospodarki kapitalistycznej nikt nie powstawał przeciw gospodarce b. Wydziału krajowego we Lwowie z powodu prowadzenia własnych kamieniołomów w Kozach, Porębie Żegoty i t.d., które to zakłady powstawały w celu zaopatrywania zarządów dróg krajowych oraz miast w tani i doborowy tłuczeń. Ten sam cel przyświecał i przyświeca inicjatorom państwowych kamieniołomów i cel ten został, jak to później wykażę, w całości osiągnięty.

II. *Skoro nawet istnieje uzasadnienie zakładania kamieniołomów państwowych, czy istnieje konieczność zakładania tychże.*

Przeciwnicy państwowej gospodarki kamieniołomowej zarzucają, że kamieniołomy państwowe i komunalne popierane przez rząd są niepotrzebne:

- 1) skoro istnieją kamieniołomy prywatne,
- 2) że przez kreowanie kamieniołomów państwowych utracą się przemysł prywatny, a tem samem pozbawia się państwa dochodów w postaci podatków,
- 3) że państwowa gospodarka kamieniołomowa, jako etatystyczna musi być droga, zła i że kamieniołomy państwowe

i komunalne popierane przez rząd mogą się utrzymać i nawet konkurować z prywatnymi kamieniołomami tylko dzięki temu, że nie płacą świadczeń społecznych, ani podatków oraz, że otrzymują subwencje z funduszków bezrobocia. Powyższe zarzuty pojawiają się w różnych warjacjach w formie artykułów w prasie codziennej, względnie w memorjałach do władz i Izb Handlowych i t.d. Przyczem inicjatorzy tej kampanji występują raz jako obrońcy Skarbu Państwa przed nieproduktywnymi i niepotrzebnymi wydatkami na kamieniołomy państwowe, którym to obrońcom obowiązek obywatelski nakazuje zwrócić opinię publiczną na bezcelową politykę, drugi raz zaś występują w roli ofiar, których to zakłady rząd nielitościwie niszczy.

#### *Przejdźmy do poszczególnych zarzutów.*

A) Czy kamieniołomy państwowe i komunalne są potrzebne, skoro istnieją kamieniołomy prywatne?

*Żadna* instytucja państwowa ani samorządowa nie podjęłaby się ciężaru i kłopotu zakładania i prowadzenia kamieniołomów własnych, gdyby wielkie kamieniołomy prywatne stały na wysokości swego zadania i gdyby *przy uwzględnieniu godziwego zarobku*, dostarczały po cenach możliwych do przyjęcia dla potrzeb państwa i samorządu potrzebne do konserwacji dróg bitych i żelaznych materiały kamienne.

Niestety, tak nie było i nie jest. — *Wielkie kamieniołomy prywatne obciążone są wadami powojennego przemysłu, t. j. chęcią wzbogacenia się przez „jeden dzień”.* — Cel ten zostaje przez nich osiągnięty dostawą lichego „powojennego materiału” oraz wygórowanymi cenami, nie stojącymi w możliwym do przyjęcia stosunku do własnych kosztów produkcji i do jakości dostarczanego materiału. Podczas gdy przed wojną właściciele wielkich kamieniołomów zadawalniali się przy dostawie tłucznia i kamienia, jako przy masowym artykule, małym zarobkiem, to po wojnie właściciele kamieniołomów prywatnych bez istotnej przyczyny, śrubowali ceny tłucznia i kostek z dnia na dzień, aż w roku 1929 cena półbruczka doszła do 83 zł. za 1 tonnę a cena tłucznia do 10 zł. 80 gr. za tonnę loco wagon kamieniołom. — Niektóre firmy w szale śrubowania cen doszły do tego, że pod nazwą szuterku podwójnie sianego — dostarczały do robót asfaltowych zanieczyszczone wysiewki po cenie

13 zł. za 1 tonnę, loco wagon kamieniołom, narażając zarządy drogowo na dotkliwv straty, gdyż wysiewki musiano na miejscu budowy ponownie przesiewać a nawet płukać. W takich warunkach zrozumiałem jest, że rząd i samorzvdy musiały przystąpić do samoobrony, zakładając własne kamieniołomy w Janowej Dolinie, Zagnańsku, oraz popierając kamieniołomy komunalne w Chrzanowie, założone przez T. Wydziały powiatowe w Chrzanowie i Krakowie.

A stało się to rzec można w ostatniej chwili, kiedy to wielki przemysł kamieniołomowy skwapliwie wykupywał wszelkie tereny doborowego kamienia w całej Polsce i kiedy istniejące dotychczas ciche porozumienie w sprawie cen i rozdziału zakresu działania miało być przemienione w jawny kartel. — Tak więc powstały kamieniołomy państwowe, jako regulator cen i jakości doborowych materiałów kamiennych, — potrzebnych do budowy i konserwacji dróg żelaznych i bitych.

### III. Czy kamieniołomy państwowe i komunalne popierane przez Rząd utracają kamieniołomy prywatne?

W czasie dobrej konjunktury, istniejące kamieniołomy doborowego tłucznia i kostki nie mogły zaspokoić zapotrzebowania rynku krajowego, wobec czego musiano sprowadzać kostkę z zagranicy, a w czasach nawet miernej konjunktury zapotrzebowanie doborowego tłucznia dla celów konserwacji dróg bitych i żelaznych jest dość znaczne, że powstanie 3 nowych kamieniołomów w Janowej Dolinie, Zagnańsku i Chrzanowie *nie może utracić przemysłu prywatnego*. — Zresztą duże kamieniołomy prywatne, które opanowały rynek i prowadzą kampanję przeciw kamieniołomom rządowym, nie zwalczają w prasie codziennej ani w memorjalach do władz nowych mniejszych prywatnych kamieniołomów, powstałych później, niż kamieniołomy państwowe, w Zagłębiu Krakowskim i na Wołyniu, mimo, że kamieniołomy te np. w powiecie chrzanowskim produkują 3 razy więcej tłucznia od kamieniołomów T. Wydziałów powiatowych w Chrzanowie i Krakowie. — Z tego widzimy, że nie rozchodzi się tu o utratę kilku miejsc zbytu dużym kamieniołomom prywatnym, lecz o pozbycie się czynnika wpływającego na obniżkę cen, czem są niewątpliwie kamieniołomy państwowe.



Ponadto właściciele kamieniołomów prywatnych nie mogą się skarżyć na utracanie ich zakładów, skoro władze przy rozdziale dostaw kolejowych i drogowych uwzględniają w równej mierze oferty kamieniołomów prywatnych. — Tę samą taktykę obrały i kamieniołomy komunalne w Chrzanowie, które wielki przemysł na każdym kroku zwalcza. — Dla przykładu wspomnę, że gdy w ubiegłym roku firma prywatna budująca w województwie krakowskiem drogi o trwałej nawierzchni zwróciła się z prośbą o uskutecznienie całej dostawy potrzebnego kamienia i tłucznia, Starosta chrzanowski oświadczył, że ze względu na przemysł prywatny nie może się całej dostawy podjąć i prosił firmę, aby w kamieniołomach prywatnych pokryła większą część swojej dostawy, co się w rzeczywistości stało. — Tę samą taktykę stosuje i w roku bieżącym kamieniołom komunalny, pomimo możności dostawy całej ilości tłucznia i kamienia. — Jeśli przytoczyłem te przykłady to nie na to, aby wykazać, że żadna z firm prywatnych, nie byłaby tak postąpiła wobec kamieniołomów komunalnych, lecz by wykazać, że odpowiedzialne czynniki nie dążą do utracenia przemysłu prywatnego, lecz do zmuszenia tego przemysłu do solidnej gospodarki szutrowej.

Podatki płacone przez duży przemysł kamieniołomowy nie stoją w żadnym stosunku do strat, jakie ponosił rząd z powodu wyśrubowanych cen tłucznia.

#### IV. *Czy gospodarka w kamieniołomach państwowych i komunalnych popieranych przez rząd jest etatystyczna i droga?*

Zarówno kamieniołomy państwowe i powiatowe, popierane przez rząd, pracują na tych samych zasadach co i kamieniołomy prywatne i stosują wyłącznie robocizną akordową i te same stawki cen co okoliczne kamieniołomy prywatne. — Brzmi to jak ironja, że w kamieniołomach państwowych koszta administracji są o wiele mniejsze jak w kamieniołomach prywatnych.

Zresztą nie może być gospodarka w kamieniołomach państwowych i komunalnych popieranych przez rząd, zła, skoro kamieniołomy państwowe w Janowej Dolinie, zmusiły kamieniołomy prywatne do obniżki ceny półbruczka z 83 zł. na 30 zł. za tonnę, zaś kamieniołomy chrzanowskie zmusiły kamieniołomy

prywatne do obniżki ceny tłucznia z 10 zł. 80 gr. na 6 zł. do 6.50 zł.

Również i twierdzenie właścicieli wielkich kamieniołomów prywatnych, że konkurencja kamieniołomów państwowych jest możliwą, dzięki temu, że kamieniołomy państwowe nie płacą świadczeń i że otrzymują sebwencje z funduszu bezrobocia nie odpowiada rzeczywistości.

Kamieniołomy państwowe płacą wszystkie świadczenia społeczne—na Kasę Chorych, Fundusz bezrobocia i Ubezpieczenie od wypadków w tej samej wysokości co kamieniołomy prywatne, ponadto za fundusze otrzymane na zwalczanie bezrobocia muszą kamieniołomy państwowe i komunalne popierane przez rząd dostarczać po cenie własnych kosztów tłuczeń dla celów konserwacji dróg państwowych i samorządowych. — I tak dostarczają kamieniołomy chrzanowskie za otrzymane fundusze bezrobocia, jako *ekwiwalent*, odpowiednie ilości tłucznia po cenie 4 zł. 50 gr. za 1 tonnę, loco wagon stacja Regulice (cena targowa wynosi 6.50 zł.), przyczem mają obowiązek przyjmowania i zatrudnienia *wszystkich robotników* przydzielonych z Urzędu Pośrednictwa Pracy bez względu na ich kwalifikacje. — Podczas gdy prywatne kamieniołomy przyjmują z Urzędu Pośrednictwa Pracy robotników odpowiednich, to kamieniołomy chrzanowskie zatrudniają przy pracy robotników niefachowych np. hutników z Trzebini i Szczakowy, a kamieniołom państwowy w Kozach zatrudnia tkaczy z Białej.

Tak więc widzimy, że z funduszy bezrobocia kamieniołomy państwowe i komunalne, popierane przez rząd, nie ciągną żadnych korzyści, ani nie mają żadnych ulg w produkcji owszem kamieniołomy te będąc dla państwa znakomitym regulatorem natężenia bezrobocia w okręgach przemysłowych zachodniej Małopolski, mają z tytułu zatrudniania niekwalifikowanych bezrobotnych przykrości, na które nie chcą się narażać kamieniołomy prywatne.

Jedyną ulgę jaką posiadają kamieniołomy państwowe w stosunku do kamieniołomów prywatnych, to niepłacenie podatków państwowych, które wynoszą tylko 3.80 — 4% kosztów produkcji. — Ten ciężar, który ponosiły i ponoszą kamieniołomy prywatne, nie uprawniał i nie uprawnia tychże do zaliczania 50% a nawet 100% czystego zysku przy kalkulacji cen

jednostkowych tłucznia i kostki, jak to miało miejsce przed powstaniem kamieniołomów państwowych i jak to się często dzieje i obecnie.

Tak więc widzimy, że alarm podnoszony w prasie codziennej przez przedstawicieli wielkiego przemysłu jest obliczony na bezkrytyczną publiczność, którą się straszy *popularnym* u nas frazesem etatyzmu.

Cała kampanja prowadzona przez krakowsko-chrzanowską grupę wielkiego przemysłu kamiennego ma na celu utracenie niewygodnych dla tego przemysłu kamieniołomów państwowych.

Mimo istnienia kamieniołomów państwowych, właściciele prywatnych kamieniołomów nie mogą pogodzić z koniecznością dostosowania się do nowych warunków pracy i kalkulacji i przy każdej nadarżającej się sposobności starają się wrócić do dawnych praktyk. — I tak w roku bieżącym, kiedy Ministerstwo Komunikacji rozpisało przetargi publiczne na większe dostawy tłucznia dla wszystkich Dyrekcyj Kolejowych, zrzeczyły się wszystkie kamieniołomy prywatne i niektóre komunalne, pozornie dla rozdziału dostaw, faktycznie zaś dla podwyżki *dotychczasowych cen*.

Zeszłoroczna cena tłucznia wahająca się między 5.50 zł. a 6.70 zł. za 1 tonnę loco wagon stacja załadowcza, została przez „Zrzeszenie kamieniołomów“ podwyższona *w tym roku na 7 zł. 80 gr.* za 1 tonnę.

W czasie ogólnego zubożenia społeczeństwa i ogólnej depresji gospodarczej oraz w czasie dążenia rządu do zmniejszenia cen produktów przemysłowych, reprezentanci wielkiego przemysłu kamieniołomowego, — którzy wciąż występują w roli obrońców Skarbu Państwa przed niepotrzebnymi wydatkami na kamieniołomy państwowe, — podwyższają przy *dostawach państwowych* cenę tłucznia o 25%, mimo równoczesnej ogólnej zniżki cen robocizny pieszej i ciągłej oraz materiałów pędnych o 30% w porównaniu z cenami zeszłorocznymi, a zatem mimo zmniejszonych kosztów produkcji.

Fakt ten najdobitniej wykazuje w jakim kierunku idą myśli i dążenia właścicieli prywatnych kamieniołomów i mimo alarmów w prasie codziennej, o niszczeniu przemysłu prywatnego, fakt ten potwierdza *konieczność dalszego istnienia kamie-*

niolomów państwowych, których inicjatorzy hołdując zasadzie „Salus Republicae suprema lex”, położyli tamę żądzy zysku i nieograniczonego bogacenia się wielkiego przemysłu kamieniołomowego kosztem państwa i samorządów, które są prawie wyłącznymi konsumentami tłucznia i kostki do brukowania.

Kamieniołomy państwowe w Janowej Dolinie, Zagnańsku i Kozach oraz chrzanowskie kamieniołomy komunalne, popierane przez rząd, w Regulicach i Zalasiu stały się znakomitym regulatorem cen i jakości tłucznia i kostki na rynku krajowym oraz stały się *sprawdzianem kosztów produkcji cen tłucznia i kostki we wszystkich okręgach doborowego kamienia*, które to koszta produkcji były skrzętnie ukrywane, albo sztucznie wyolbrzymiane przez reprezentantów wielkiego przemysłu kamieniołomowego.

---

## PRZEGLĄD CZASOPISM TECHNICZNYCH.

(Sierpień 1933).

### I. Zagadnienia finansowe, ekonomiczne i organizacyjne gospodarki drogowej.

#### 1. „Inżynier Kolejowy” Nr. 9/1933 r.

Prawie cały Nr. 9/1933 r. poświęcony jest sprawom, dotyczącym współzawodnictwa transportów kolejowych z samochodowymi. Brak miejsca nie pozwala na streszczenie bardzo poważnych i obszernych artykułów, tej sprawy dotyczących. Dla tego też odsyłamy czytelników interesujących się powyższym zagadnieniem do oryginału podając nazwiska autorów i tytuły artykułów, a mianowicie:

Mgr. A. Dubiecki: „Zagadnienie współzawodnictwa przewozów kolejowych i samochodowych w Polsce”.

Inż. A. Tuz; „Ulepszenia techniczne, zastosowane na polskich drogach żelaznych o torze normalnym w celu zwalczania współzawodnictwa ruchu samochodowego”.

Inż. Hrebicki: „Współzawodnictwo ruchu samochodowego z kolejami wąskotorowymi i tramwajami”.

Inż. M. Nestorowicz: „Ruch samochodowy w Polsce”.

Pr. inż. dr. Al. Wasiutyński: „Uzgodnienie przewozu samochodowego z przewozem kolejowym na polskich drogach żelaznych” (Kk).

## IV. Ogólne warunki techniczne projektowania i budowy dróg.

1. „Auto” Nr. 9/1933. Art. redakcyjny. „*Droga specjalna dla samochodów ciężarowych*”.

We Włoszech jest na ukończeniu droga pomiędzy Medjolanem a Genuą, przeznaczona wyłącznie dla samochodów ciężarowych o wadze 10 — 15 tonn z przyczepkami, na którą dostęp samochodów osobowych będzie wzbroniony. Techniczne własności tej drogi: promienie łuków 100 m i wyżej, spadki nie wyższe od 4%, droga przebiega kilkoma tunelami o ogólnej długości do 900 m b., droga ta omija osiedla aby ciężki ruch towarowy usunąć z ulic osiedli. (Kk.).

## IX. Drogi betonowe.

1. Engineering News Record, Nr. 6 — 10 sierpnia 1933 r. Inż. S. B. Slack: *Nowa metoda wykańczania betonu przy budowaniu nawierzchni drogowej*. (2 str. + 2 fot. + 3 wykresy).

Celem uniknięcia porowatości betonowej nawierzchni drogowej zastosowano sposób wtlaczania do powierzchni taborowej pyłu cementowego pod znacznym ciśnieniem. Dzięki temu cement wciska się we wszystkie pory, zapelniając je szczelnie.

System ten został zastosowany w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej z jaknajlepszym wynikiem.

Do rozpylania używano naogół nieczystego cementu, lecz mieszaniny z pyłem granitowym i kwarcowym.

Rozpylenie takie stosowano w 24 godziny po ułożeniu nawierzchni. (KF).

## XI. Mosty.

### 1. *Poradnia mostowa.*

Ze względu na szerokie zainteresowanie, z jakim spotkały się ze strony sfer fachowych, opublikowane ostatnio prace inż. Hubla i inż. Wasiutyńskiego w zakresie oszczędności przy projektowaniu małych mostów stałych, zorganizowano z wiosną r. b. przy Związku Fabryk Cementu Poradnię Mostową.

Kierownictwo i udział w pracy Poradni objęli prof. Politechniki Lwowskiej dr. inż. Stefan Bryła, prof. Politechniki Warszawskiej inż. Wacław Paszkowski i inż. Zbigniew Wasiutyński. Celem Poradni jest propagowanie budowy stałych mostów, drogą rozpowszechniania konstrukcyj ekonomicznych, dobrze dostosowanych do warunków miejscowych, których koszt budowy byłby znacznie mniejszy od kosztów obiektów zwykle stosowanych.

Poradnia pełni następujące czynności:

1) udziela odpowiedzi na wszelkie zapytania dotyczące projektów stałych mostów drogowych;

2) opracowuje projekty wstępne stałych mostów drogowych małych

i średnich rozpiętości, za zwrotem jedynie kosztów własnych, np. przy małych rozpiętościach w granicach 100 zł.

3) opracowuje projekty szczegółowe tychże mostów po zatwierdzeniu przez władze nadzorcze projektów wstępnych, opracowanych przez Poradnię.

Projekty będą opracowywane na podstawie obowiązujących przepisów, ze specjalnem uwzględnieniem możliwie najekonomiczniejszego rozwiązania, uwidocznionego przez każdorazowe porównanie kosztów zaprojektowanej konstrukcji z kosztami innego rozwiązania technicznie równie dobrego.

W razie zamierzenia korzystania z usług Poradni Mostowej należy wszelką korespondencję kierować pod adresem: Poradnia Mostowa, ul. Czackiego 1 m. 1, Warszawa.

2. Engineering News Record Nr. 6 — 10 sierpnia 1933 r. C. L. Christensen. *Most na Dnieprze* (2 str. + 4 fot.).

Inż. Christensen opisuje nowowybudowany przez władzę sowiecką most kolejowy na Dnieprze.

Most ten stanął w Dniepropietrowsku, o 50 mil wzwyż rzeki po nad Dnioprostrojem.

Most ma ogólną długość 5,350 stóp, z czego 4,600 stóp wykonano z żelazobetonu.

Most posiada 14 łuków po 170 stóp rozpiętości każdy, 14 dalszych po 95 stóp, 3 — po 50 stóp i 4 po 53 stopy. Nad kanałem zaś Dnieprowskim przerzucono żelazną konstrukcję mostową o rozpiętości 360 stóp.

Most został wybudowany w ciągu 16 miesięcy w r. 1931 — 1932.

(KF).

3. „Der Bauingenieur” zeszyt 31/32 z 4 sierpnia 1933 r. Dr. Inż. Mehmel. *„Żelazobetonowy most łukowy przez Sekwanę koło Poissy.*

Około 27 km. poniżej Paryża na jednej z odnóg Sekwany wykonano ostatnio ciekawy żelazobetonowy most łukowy o rozp. 52,80 m. Warunki miejscowe tak się złożyły, że niweleta jezdni mostu musiała otrzymać około 9% wzniesienia od obu końców mostu ku środkowi. Grunt na którym most miał być posadowiony nie dopuszczał zastosowania konstrukcji z parciem poziomem. Zdecydowano zatem konstrukcję łukową ze zniesionem parciem poziomem i jednym łożyskiem stałym a drugim ruchomem. Łuki otrzymały strzałkę 11 m, co daje przy rozpiętości 52,8 m., stosunek 1:4,8.

Ścięgno poziome otrzymało strzałkę 1:32,2, dzięki której przenoszenie ciężaru jezdni na wieszaki miałyby być pewniejsze. Szerokość jezdni mostu między łukami 5,70 m. oraz obustronne zewnętrzne chodniki po 1,00 m. Grubość łuków po 0,70 m. Usytuowanie chodników na zewnątrz zwiększyło niebezpieczeństwo uszkodzenia wieszaków wskutek ewentualnych wypadków w ruchu. Temu starano się zapobiedz przez zastosowanie bardzo wysokiego krawężnika bo o wysokości aż 30 cm. Dla przeciwdziałania siłom wiatru oba łuki stężone są dwoma silnymi wiatrownicami usytuowanymi mniej więcej w  $\frac{1}{3}$  długości mostu.

Przekrój łuków skrzynkowy. Wysokość przekroju w zworniku 1,10 m. w węzłowi 1,50 m. Ściętno poziome posiada przekrój 40×40 cm. i składa się z 320 żelaz średnicy 12 mm.

Fundamentowanie przeprowadzono na palach systemu Franki. Każdy przyczółek otrzymał 16 pali o teoretycznej wytrzymałości każdego pala do 45 tonn. (L. H.)

4. Gleichstechnik und Fahrbahn. Nr. 16 — 15 sierpnia 1933 roku. Artykuł redakcyjny: *Projekt duńskiego mostu*. (2 str. + 1 plan).

Rząd Duński zdecydował wybudować wielki most dla połączenia Kopenhagi z wyspami.

Długość mostu ma wynosić około 9 czy nawet 10 kilometrów.

Ma on służyć celom ruchu drogowego i kolejowego. Szerokość jezdni ma wynosić 18 stóp, a droga dla pieszych — 8 stóp. Ponad tą jezdnią ma przejść, jako nadbudowa, kolejowy most o jednym torze.

Przejazd dla stałków ma być pozostawiony w środkowej części mostu, który w tym celu budowany jest o pochyłej jezdni, wznoszącej się z obu stron ku środkowi mostu. Część ta będzie się składała z trzech łuków o rozpiętości 450 stóp każdy. Wysokość tych łuków nad poziomem morza ma wynosić 85 stóp. Reszta mostu będzie się składała z 47 łuków. rozpiętości po 190—204 stóp każdy.

Na budowę ma być zużyte 30 tys. tonn pierwszorzędnej stali, a ziemne roboty wyniosą około 2 milionów metrów sześciennych.

Most ma być w całości wykończony i oddany do użytku 13 listopada 1937 roku.

Koszta budowy mają być pokryte przez niewielki dodatek do podatku drogowego samochodowego oraz przez przyszłe opłaty kolejowe.

(K. F.)

### XIII. Ruch na drogach, znaki drogowe i zadrzewianie dróg.

1. „Auto” Nr. 9 — 1933 r. Art. Redakcyjny. „*Wypadki ruchu drogowego we Włoszech*”.

Statystyka wypadków ruchu drogowego we Włoszech prowadzona jest od r. 1919. Wykazuje ona, że liczba osób rannych i zabitych stale wzrasta i to szybciej niż liczba samochodów. Tak w r. 1925 było 817 ofiar nowożytnych środków komunikacyjnych, w r. 1929—1750. W stosunku do zarejestrowanych samochodów jedna osoba zabita przypadała w r. 1925 na 209 samochodów, w 1927 — 171, w r. 1928 na 167, w roku zaś 1929 nastąpiło polepszenie bo 1 wypadek śmiertelny przypada na 196 samochodów.

We Francji w roku 1929 jeden wypadek przypadł na 400 samoch.

W Anglii w r. 1929 „ „ „ „ 200 „

Głównymi przyczynami wypadków są: nieostrożność przechodniów oraz przekroczenie szybkości jazdy przez szoferów, wzgl. niestrzymanie się przepisów ruchu i niedbałstwo kierowców. (K. K.)

2. *Annales de la Voirie*. Nr. 8 sierpień 1933 roku. Inż. Barthes. *Oświetlenie wielkich dróg*. (4 str.).

Inż Barthes opisuje jak inż Layotte, administrator naczelny południowych francuskich autostrad poddał badaniom kilka sposobów oświetlenia dróg samochodowych na konkursie w Vincenne pod Paryżem.

W konkursie tym trzy towarzystwa pokazywały swoje sposoby oświetlenia dróg reflektorami poziomymi, umieszczonemi nisko przy ziemi gdy ruch na drodze jest tylko jednostronny.

Następnie autor artykułu opisuje pierwsze zastosowanie oświetlenia dróg międzymiastowych we Francji. Ma to miejsce na drodze Nizza-Cannes, gdzie wydarzyło się bardzo wiele wypadków samochodowych nocą.

Kabel zastosowano zasadniczo powietrzny, jako znacznie tańszy a prowadzono go pod ziemią tylko w paru wypadkach na długości po kilkaset metrów. Światło lamp urządzono jako rozsiane, aby nie oślepiało kierowców.

Słupy zostały ustawione co 40 metrów, przyczem umieszczono je gęściej na zakrętach dróg.

W następstwie ma zostać oświetloną droga na Zachód od Cannes oraz z Nicei do Mentony.

Oświetlono już drogę z Marsylji do Aix na długości 30 kilometrów. Również i tutaj słupy z lampami ustawiono co 40 metrów.

Zdecydowano się na oświetlenie tej drogi, gdyż protokoły żandarmerji wykazywały ostatnio, że 81% nieszczęśliwych wypadków drogowych spowodowane były wskutek ciemności na drodze.

Oświetlenie 30 kilometrów drogi Marsylja — Aix kosztuje rocznie 300 tys. franków, wliczając i amortyzację, co stanowi po 10 tysięcy franków za kilometr drogi.  
(K. F.)

3. *Les Travaux Publics* Nr. 875 — Lipiec — sierpień 1933 roku. Inż. R. M e r m e t: *Sygnalizacja na skrzyżowaniu dróg* (1 rys.).

Autor uważa, że obecny sposób podawania informacji o drogach które się rozchodzą na skrzyżowaniu, zapomocą słupków Michelina, nie jest celowym.

Słupki te są kosztowne i po to by się zorientować w kierunku drogi trzeba czytać napisy z różnych stron słupka.

Wobec tego autor radzi zastosować system włoskich napisów, a mianowicie: należałoby na skrzyżowaniach dróg ustawiać wielkie tablice kwadratowe o boku długości dwóch metrów, na których by był wyrysowany plan danego skrzyżowania dróg.  
(KF).

4. *Roads and Road Construction* Nr. 128 — 1 sierpnia 1933 r. *Znaki drogowe* (3 str.).

Pismo podaje informacje o okólniku ostatnio wydanym w Anglii, który podaje obowiązkowe wymiary, kolory i wzory wszelkich znaków drogowych.

Wydanie tego rozporządzenia poprzedziły studja bardzo szczegółowe ministerjalnych komisji.



Komisje te brały pod uwagę również i uchwały, przyjęte na międzynarodowej konferencji w Genewie w 1931 roku.

Na zakończenie artykuł daje tablicę tych znaków. (KF)

## XVIII. Różne.

1. *Annales de la Voirie* Nr. 8. Sierpień 1933 r. Redakcyjny artykuł: *Sądownictwo drogowe* (6 str.).

Pismo podaje wyrok Conseil d'Etat francuskiego z dnia 6 stycznia b. r., w którym rada stanu nie widzi sprzeczności pomiędzy ogólnymi francuskimi ustawami drogowymi i rozporządzeniem gminnym, zamykającym odcinek wiejskiej drogi dla ruchu ciężarowego w wypadku, gdy droga została świeżo zbudowana i nasypy ziemne jeszcze należyście nie osiadły.

Natomiast trybunał policyjny wyrokiem z 1 marca b. r., uznał za nielegalne rozporządzenie, zabraniające ruch samochodów ciężarowych po ulicach miasta, gdy to spowodowane zostało wyłącznie względami finansowymi danej gminy, podczas gdy publiczny interes wymaga umożliwienia ruchu samochodowego.

Redakcja podaje bardzo szczegółowe komentarze do tych dwóch wyroków, naogół godząc się z ich treścią, przytem załącza wyciągi z ustaw i poprzednie decyzje sądu kasacyjnego.

Oba te wyroki opierają się na przepisie ustawy drogowej, że gminy lokalne mają prawo wydawać zarządzenie bardziej ostre aniżeli ogólne przepisy drogowe o tyle, o ile tego wymaga bądź wzgląd bezpieczeństwa, bądź też porządek publiczny. (KF)

2. „*Der Bauingenieur*” zeszyt 31/32 z 4 sierpnia 1933 r. Dr. inż. Feliks Glaser Charlottenburg. „*Fraca niszczyielska betonu szlakowego*”. (4 str. + 7 rys.).

W godnym uwagi artykule opisuje autor spustoszenia powstałe wskutek działania betonu szlakowego użytego przy pokryciu tarasu jako środka dla tłumienia dźwięków i dla nadania spadku przy odwodnieniu tarasu Pęcznienie tego betonu i powstałe stąd rozpieranie było tak wielkie, że o mało nie doprowadziło do ogromnej katastrofy i całkowitego zniszczenia wielkiego budynku szkolnego wybudowanego w Charlottenburgu 1914/15 r.

Gdy wreszcie na skutek długich dociekań i badań natrafiono na właściwą przyczynę powstających deformacyj i przystąpiono do gruntownego remontu względnie przebudowy budynku stwierdzono iż zmiany chemiczne trwały w omawianym betonie jeszcze po kilkunastu latach. Z danych przytoczonych w tym artykule wyłaniają się dla fachowców stosujących beton szlakowy bardzo poważne wnioski na przyszłość (L H.).

3. *Bitumen* Nr. 7. Sierpień 1933 r. Dr. inż. Gründel: *Sieć dróg Śląsku Dolnego*. (7 str. + 3 plany + 3 rys.).

Drogi na Śląsku niemieckim stanowią sieć długości 2.400 kilometrów: głównie prowadzą one do Wrocławia.

Obciążenie ruchem tych dróg w ciągu doby wynosi:

	konne pojazdy	samochody		ogółem
		osobowe	ciężarowe	
1924 - 1925	211	105	58	374
1928 - 1929	179	285	170	634

Rozwój ruchu przedstawia się w sposób następujący:

lata	konne pojazdy	samochody	
		osobowe	ciężarowe
1928 - 29	18,9%	47,7%	33,4%
1932	16,1	44	39,9

Drogi na Śląsku Dolnym są dosyć trudne do zbudowania i do utrzymania w dobrym stanie, gdyż duża część ich ma znaczne spadki a zarazem znaczną część roku znajdują się one pod śniegiem.

Rozwój nawierzchni drogowej autor uwidocznił w następującej tablicy:

lata	kostka	beton	asfalt	powierzchnie smołowane	szosa
1925	7,7%	3,6%	0,1%	0%	88,6%
1933	14,6%	2,1%	3,0%	53,4%	26,6%

(KF).

## SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 października 1933 r. Stowarzyszenie liczyło 416 członków; zwyczajnych 411 i wspierających 5; w tem osób fizycznych 278 i osób zbiorowych 138.

Pozostałość gotówki na dzień 1.IX. 1933 r. 17470 zł. 41 gr.  
Wpłynęło we wrześniu 1933 r. . . . . 1815 „ 70 „

Razem . . 19286 zł. 11 gr.

Wydano we wrześniu 1933 r. . . . . 1307 zł. 69 gr.

Pozostaje na dzień 1 października 1933 r. 17978 zł. 42 gr.  
(w P. K. O. — 2198 zł. 99 gr., Polskim Banku Komunalnym —  
12739 zł. — gr. i u skarbnika gotówką 540 zł. 43 gr. i weksłami  
2500 zł.).

Prezes (—) *M. Nestorowicz*  
Sekretarz (—) *L. Borowski*

## SPRAWOZDANIE KASOWE KURATORJUM FUNDACJI STYPENDJALNEJ IMIENIA PROF. M. W. NESTOROWICZA

Na dzień 1 września 1933 r. fundusz sty-  
pendjalny wynosił:

a) obligacjami 7% państwowej pożyczki sta-  
bilizacyjnej. . . . . 4200 dolarów  
b) gotówką. . . . . 1224 zł. 03 gr.  
We wrześniu wpłynęło . . . . . 9 „ 95 „

Pozostaje na dzień 1 października 1933 r.:

a) obligacjami 7% państwowej pożyczki sta-  
bilizacyjnej (rachunek depozytowy P. K. O. Nr.  
9193). . . . . 4200 dolarów.  
b) gotówką . . . . . 1233 zł. 98 gr.  
(Książeczka wkładowa P. K. O. Nr. 803385  
na 89 zł. 17 gr., książeczka oszczędnościowa  
K.K.O. Nr. 8128 na 133 zł. 35 gr. i konto cze-  
kowe P. K. O. Nr. 17212 na 1011 zł. 46 gr.).

*Kuratorjum Fundacji.*

---

Wydawca: Zarząd Stowarzyszenia Członków polskich kongresów drogowych,  
w osobie inż. Leona Borowskiego.

---

Redaktor: inż. Leon Borowski.

---

Adres Redakcji i Administracji:  
Koszykowa 75, Drogowy Instytut Badawczy przy Politechnice Warszawskiej.

---

Druk. Józef Jankowski i S-ka. Warszawa, ul. Zielna 20. Tel. 519-77.