

**TREŚĆ:** Część urzędowa. Część nieurzędowa. Prof. Dr. K. Pomianowski i Dr. K. Wóycicki: Metoda inż. B. Jakobsena obliczenia statycznego naprężeń w zaporach ciężkich przy uwzględnieniu warunku minimum pracy sprężystej. — Prof. E. Bratro: Nowoczesne uzbrojenie nawierzchni betonowej. — Juljusz Oleś: Odczyszczanie wód brudnych miejskich i fabrycznych. — Jan Kozieł: Nomogram do obliczania wymiarów kanałów ziemnych według wzoru Prof. M. Matakiewicza. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki.

## Część urzędowa.

### Ustawy i rozporządzenia.

W „Monitorze Polskim“ Nr. 50, poz. 82. Uchwała Rady Ministrów z dnia 20 lutego 1931 r. w sprawie zmiany statutu organizacyjnego Ministerstwa Robót Publicznych.

### Zmiany personalne.

#### Mianowania.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Łodzi: Kierownik Oddziału w VI st. sł. inż. Franciszek Szczygieł — Dyrektorem Robót Publicznych w V st. sł. (z równoczesnym przeniesieniem z Wileńskiego Urzędu Wojew.) z dniem 1-go kwietnia 1931 r.

Urząd Wojewódzki (D. R. P.) w Warszawie: pracownik kontraktowy inż. Adam Gajkiewicz — prowizorycznym referendarzem w VIII st. sł. z dniem 1 marca 1931 r.

#### Przeniesienia.

Radca budownictwa w VI st. sł. inż. Marjan Bigo z Dyrekcji Dróg Wodnych w Krakowie — do Urzędu Wojewódzkiego (D. R. P.) w Poznaniu.

### Zwolnienia.

Urząd Wojewódzki (D. R. P.) w Lublinie: prowizoryczny referendarz w VII st. sł. inż. Adam Dzieciołowski — z dniem 31 marca 1931 r. na własną prośbę.

Urząd Wojewódzki (D. R. P.) w Toruniu: prowiz. referendarz VII st. sł. inż. Bolesław Krzyszkowski — z dniem 31 marca 1931 r. na własną prośbę.

Urząd Wojewódzki (D. R. P.) w Tarnopolu: prowiz. referendarz VIII st. sł. inż. Roman Miejski — z dniem 28 lutego 1931 r. na własną prośbę.

### Przeniesienia na emeryturę.

Urząd Wojewódzki (D. R. P.) w Krakowie: asesor VII st. sł. Wincenty Pieguszewski — z dniem 31 marca 1931 r.

### Zmarli.

Urząd Wojewódzki (D. R. P.) w Krakowie: radca budownictwa VI st. sł. inż. Witold Dziędzielewicz — zmarł dn. 4 marca 1931 r.

## Część nieurzędowa.

Prof. Dr. K. Pomianowski i Dr. K. Wóycicki.

### Metoda inż. B. Jakobsena obliczenia statycznego naprężeń w zaporach ciężkich przy uwzględnieniu warunku minimum pracy sprężystej.

(Proceedings of the Am. Soc. of civ. eng. September 1930).

W dotychczasowych metodach obliczenia zapór ciężkich przyjmowano jako dodatkowy warunek, umożliwiający rozwiązanie równań równowagi, linjowy rozkład naprężeń. Przyjęcie to zostało w ostatnich czasach poddane pod wątpliwość. Wątpliwości te poparte zostały wynikami doświadczeń, wykonanych na modelach zapór.

Inż. B. Jakobsen wychodząc z zasady minimum pracy sprężystej opracował nową metodę obliczenia zapór ciężkich, którą podano poniżej.

#### I. Wstęp.

Przekrój prostej zapory ciężkiej rozpatrzono jako trójkątny z pionową ścianą od strony wody. Przyjęto, że beton jest jednorodny pod każdym względem, to jest, że każda jednostka objętości waży dokładnie to samo, co inne; że jego temperatura, zawartość wilgoci i ogólne właściwości są niezmiennie i niezależne od miejsca; oraz że współczynnik sprężystości jest jednakowym w każdym punkcie zapory tak dla ciśnienia i rozciągania. Przyjęto więc, że niema wewnątrz zapory działającego wyporu spiętrzonej wody, ani też żadnych innych dodatkowych naprężeń np. powstałych na skutek tężenia betonu, zmian temperatury i t. p. Naprężenia rozważono jako spowodowane ciężarem własnym budowli, oraz parciem wody, działającym na przód ścianę zapory. Przyjęto dalej, że odkształcenia są sprężyste i nieskończenie małe, tak, że kształt budowli nie zmienia się pod działaniem sił. Są to normalne założenia robione przy wszelkich projektach budowli inżynierskich.

Oczywiście żadne z tych przyjęć nie jest zupełnie ścisłym. Niektóre z nich, jak na przykład odnoszące się

do dodatkowych naprężeń lub do wyporu mogą być tak dalece nieprawdziwymi, że przy projektowaniu wypadki te muszą być rozpatrzone oddzielnie, dla otrzymania istotnego rozkładu naprężeń.

#### II. Dotychczasowa teoria. Naprężenia.

Dla zapory o pionowej ścianie od strony wody i początku ukl. wsp. w wierzchołku zapory i osi  $+y$  w pionowej krawędzi muru, przyjęto stosownie do rys. 1 jako:

$\sigma_y$  i  $\sigma_x$  — pionowe i poziome naprężenie w dowolnym punkcie znajdującym się w odległości  $y$  od początku układu współrzędnych.

$\tau$  — naprężenie tnące w tymże punkcie.

$\gamma_M$  — ciężar jednostkowy betonu.

$\gamma_W$  — ciężar jednostkowy wody.

$M$  — moment w  $kgm$ , względem punktu na osi  $Y$ .

$G$  — ciężar zapory, na jednostkę szerokości przy wysokości równej  $y$ .

$b$  — szerokość podstawy w odległości  $y$  od korony zapory.

$\varphi$  — kąt przy koronie zapory pomiędzy ścianami zewnętrznymi.

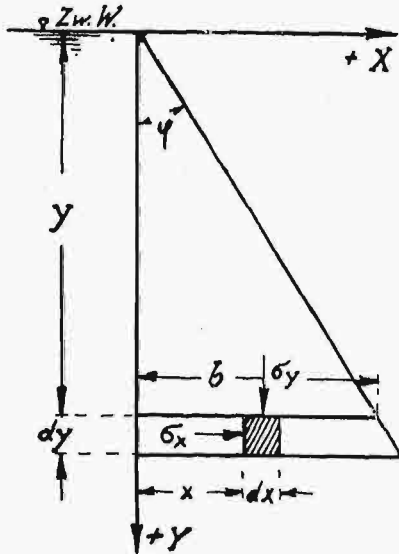
$$m = \tan \varphi = \frac{b}{y}$$

$$\text{Wówczas: } C = 0,5 \cdot \gamma_M \cdot b \cdot y = 0,5 \cdot \gamma_M \cdot m \cdot y^2 \quad (1)$$

$$M = 0,5 \cdot \gamma_M \cdot m \cdot y^3 \frac{b}{3} + \frac{\gamma_W}{6} \cdot y^3 = (\gamma_W + \gamma_M \cdot m^2) \frac{y^3}{6} \quad (2)$$

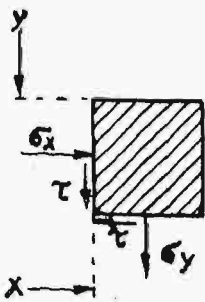
Stosownie do rys. 2 przyjęto naprężenia ściskające jako dodatnie, zaś znak naprężeń tnących taki, że na

plaszczyźnie, na której dodatni kierunek naprężeń normalnych jest w dodatnim kierunku osi, (do której jest równoległym), dodatni kierunek naprężenie tnącego będzie również w dodatnim kierunku osi, do której ścinanie jest równoległym. Tak więc poziome ścinanie w zaporze ciężkiej otrzymuje znak ujemny.

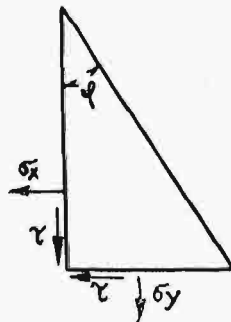


rys. 1

Przyjęto, że nie istnieją naprężenia, działające normalnie do przekroju (do plaszczyzny rysunku 1). Jedynymi zatem naprężeniami, które uwzględnione są:  $\sigma$ ,  $\sigma_x$  i  $\tau$ . Oznacza to, iż zgodnie z temi naprężeniami boczne plaszczyzny pionowe, ograniczające przekrój, są wolne od odkształceń.



rys. 2



rys. 3

Warunki równowagi wymagają, aby:

$$\int_0^b \sigma_y \cdot dx = G = 0,5 \cdot \gamma_M \cdot m \cdot y^2 \quad (3)$$

$$\int_0^b \sigma_y \cdot x \cdot dx = M = (\gamma_W + \gamma_M \cdot m^2) \cdot \frac{y^3}{6} \quad (4)$$

oraz 
$$\int_0^b \tau \cdot dx = -S = -0,5 \cdot \gamma_W \cdot y^2 \quad (5)$$

Równanie (5) nie jest warunkiem niezależnym, gdyż dla siły poprzecznej jest  $S = \frac{dM}{dy}$ , co jest zgodne z równaniem (5), o ile wpływ ciężaru własnego zapory na moment gnący będzie pominięty.

Gięcie wywołane przez pionowe siły powoduje wzrost poziomych naprężeń tnących, które atoli w sumie muszą być dla całego przekroju równe zeru. Dadzą się ustalić następujące równania równowagi dla małej kostki  $dx$ ,  $dx$ ,  $dz$  w punkcie  $(y, x)$ :

$$\frac{d\sigma_y}{dy} + \frac{d\tau}{dx} - \gamma_M = 0 \quad (6)$$

$$\frac{d\sigma_x}{dx} + \frac{d\tau}{dy} = 0 \quad (7)$$

Granicznymi warunkami są, dla ściany przedniej,  $\tau=0$  i  $\sigma_x = \gamma_W \cdot y$ . Dla ściany tylnej, rys. 3, musi być:

$$\tau = -\sigma_y \cdot \tan \varphi \quad (8)$$

i 
$$\sigma_x = -\tau \cdot \tan \varphi = \sigma_y \cdot \tan^2 \varphi,$$
  
tak że: 
$$\sigma_x \cdot \sigma_y = \tau^2 \quad (9)$$

Równania (8) i (9) wynikają z warunku równowagi sił, działających na kostkę trójkątną. Ciężar kostki pominięto, gdyż jest on nieskończenie mały wyższego rzędu.

Równania (3) do (7) włącznie i zależności naprężeń dla przedniej i tylnej ściany nie wystarczają do określenia rozkładu naprężeń. Koniecznym jest przyjęcie dodatkowego założenia, a jest niem w teorii klasycznej zależność linowego rozkładu naprężenia pionowego w plaszczyźnie pionowej, to jest:

$$\sigma_y = A \cdot y + B \cdot x \quad (10)$$

gdzie  $A$  i  $B$  są stałymi, które mogą być wyznaczone przy pomocy równań (3) i (4). Otrzymamy:

$$A = +\gamma_M - \frac{\gamma_W}{m^2} \quad (11)$$

$$B = -\frac{\gamma_M}{m} + 2 \frac{\gamma_W}{m^3} \quad (12)$$

Wstawiając te wartości dla stałych w równanie (10) otrzymujemy „ $y$ ”. Dwa pozostałe naprężenia otrzymamy z równań (6) i (7):

$$\sigma_y = \left( \gamma_M - \frac{\gamma_W}{m^2} \right) y + \left( -\frac{\gamma_M}{m} + 2 \frac{\gamma_W}{m^3} \right) x \quad (13)$$

$$\tau = \frac{\gamma_W}{m^2} \cdot x; \quad \text{i} \quad \sigma_x = \gamma_W \cdot y.$$

W przeważnej liczbie wypadków oblicza się naprężenia pionowe tylko dla ścian zewnętrznych, to jest  $x=0$  i  $x=b$ , a zatem tam, gdzie one osiągają — podług dotychczasowych teorii — wartości maksymalne.

### III. Dotychczasowa teoria. Odkształcenia.

Dotychczasowe zwykle przyjęcie, że  $\sigma_y$  jest funkcją linową  $x$ , jest równoznaczne z założeniem, że poziome plaszczyzny pozostają płaskie, współczynnik sprężystości ma wartość stałą, oraz że odkształcenie spowodowane siłami tnącymi jest pominięte. F. Vogt<sup>1)</sup> dowiódł, że moment gnący wywołuje odkształcenie fundamentu w kształcie litery „S”, a więc że przyjęcia klasycznej teorii są nieprawidłowe, szczególnie dla przekroi bliskich fundamentu. Wyniki doświadczeń odbiegają od obliczonych. Potwierdziły to doświadczenia wykonane na modelu zapory „Stevenson Creek”. Fakt, że dotychczasowe normalne założenia dają błędne wyniki blisko podstawy zapory, jest przyznany od wielu lat przez teoretyków.

### IV. Rozkład naprężeń przy przyjęciu zasady minimum pracy sprężystej.

Zamiast klasycznego przyjęcia, że naprężenia są funkcją linową  $x$  i  $y$ , przyjmijmy, że rozkład naprężeń jest taki, przy którym praca sił wewnętrznych jest minimum. Oczywiście, założenie to jest bardziej ogólne od klasycznego i zawiera to ostatnie jako przypadek szczególny. I tak, jeśli zostanie przyjęte, że wpływ naprężeń tnących  $\tau$  i poziomych naprężeń normalnych  $\sigma_x$  może być pominięty, to wówczas zasada minimum pracy wymagać będzie linowego rozkładu naprężeń pionowych.

<sup>1)</sup> Proceedings Am. Soc. C. E. 1928, str. 127.



Praca wewnętrzna wyraża się równaniem:

$$V = 2 \frac{1}{G} \iiint \left[ \frac{\sigma_y^2 + \sigma_x^2}{2} - \frac{(\sigma_y + \sigma_x)^2}{2(\mu + 1)} + \tau^2 \right] dx, dy, dz, \quad (14)$$

$G$  jest współczynnikiem sprężystości przy ścinaniu a  $\frac{1}{\mu}$  liczbą Poisson'a.

Współczynnik  $G = \frac{\mu \cdot E}{2(\mu + 1)}$ , gdzie  $E$  jest to współczynnik sprężystości (Young'a).

W równaniu (14) przyjęto, że współczynnik sprężystości jest stały i niezmienny tak dla rozciągania jak i dla ściskania, co można uważać za słuszne w zwykłych granicach naprężeń.

Zamiast prostej zależności (10) dla  $\sigma_y$ , musi być teraz wprowadzona zasada, że równanie (14) osiąga minimum. Jest to zagadnienie rachunku warjacyjnego. Lecz zamiast traktowania zagadnienia jako takie, co utrudniałoby bardzo rozwiązanie, lepiej uciec się do metody przybliżeń, przyjmując  $\sigma_y$  jako funkcję  $y$  i  $x$ . Metoda ta, stosowana przez Ritz'a, zamienia zagadnienie rachunku warjacyjnego w proste zagadnienie różniczkowania. Postępujemy jak następuje. Wyrażamy naprężenie  $\sigma_y$  przez większą ilość stałych, aniżeli jest to koniecznym dla spełnienia równań (3) i (4). Równania równowagi (6) i (7) służą do określenia  $\sigma_x$  i  $\tau$  jako funkcji  $y$  i  $x$ , oraz stałych w równaniu dla  $\sigma_y$ . Warunek minimum zależności (14), służy do określenia stałych w wyrażeniu dla  $\sigma_y$ .

Przyjmując:  $\sigma_y = A \cdot y + Bx + C \cdot \frac{x^2}{y} + F \cdot \frac{x^3}{y^2}$ , . . . (15)

gdzie  $A, B, C$  i  $F$ , są to cztery stałe, z których każde dwie np.  $A$  i  $B$ , mogą być wyznaczone jako funkcje  $C$  i  $F$  zapomocą równań (3) i (4), przez wykonanie prostego całkowania.

Otrzymujemy:

$$A = +\gamma_M - \frac{\gamma_W}{m^2} + C \cdot \frac{m^2}{6} + F \cdot \frac{m^3}{5} \quad (16)$$

$$B = -\frac{\gamma_M}{m} + 2 \cdot \frac{\gamma_W}{m^3} - C \cdot m - 0,9 F \cdot m^2 \quad (17)$$

Dwie niezależne stałe  $C$  i  $F$  mogą być znowu określone z warunku minimum pracy sprężystej:

$$\frac{dV}{dC} = 0, \quad \text{oraz} \quad \frac{dV}{dF} = 0. \quad (18)$$

Różniczkowanie pod znakiem całki, zamiast uprzedniego całkowania uprości rachunek.

A więc:

$$\frac{1}{2G} \int_0^1 dz \int_0^H dy \int_0^b dx \left[ \frac{\mu}{\mu+1} \left( \sigma_y \cdot \frac{d\sigma_y}{dC} + \sigma_x \cdot \frac{d\sigma_x}{dC} \right) - \frac{1}{\mu+1} \left( \sigma_y \cdot \frac{d\sigma_x}{dC} + \sigma_x \cdot \frac{d\sigma_y}{dC} \right) + 2\tau \cdot \frac{d\tau}{dC} \right] = 0 \quad (19)$$

gdzie  $H$  jest to całkowita wysokość rozważanego przekroju.

Podobnie:

$$\frac{1}{2G} \int_0^1 dz \int_0^H dy \int_0^b dx \left[ \frac{\mu}{\mu+1} \left( \sigma_y \cdot \frac{d\sigma_y}{dF} + \sigma_x \cdot \frac{d\sigma_x}{dF} \right) - \frac{1}{\mu+1} \left( \sigma_y \cdot \frac{d\sigma_x}{dF} + \sigma_x \cdot \frac{d\sigma_y}{dF} \right) + 2\tau \cdot \frac{d\tau}{dF} \right] = 0 \quad (20)$$

Należy wyrazić  $\tau$  i  $\sigma_x$  jako funkcje współrzędnych  $y$  i oraz stałych  $A, B, C$  i  $F$ . Różniczkując równanie (15) względem  $y$  i wstawiając wynik w równanie (6) otrzymamy:

$$A - C \cdot \frac{x^2}{y^2} - 2F \cdot \frac{x^3}{y^3} + \frac{d\tau}{dx} - \gamma_M = 0.$$

Całkując i biorąc pod uwagę, że dla  $x=0$  (dla ściany przedniej)  $\tau=0$ , dostajemy:

$$\tau = A \cdot x + \frac{C}{3} \cdot \frac{x^3}{y^2} + \frac{F}{2} \cdot \frac{x^4}{y^3} + \gamma_M \cdot x \quad (21)$$

Różniczkując równanie (21) względem  $y$  i wstawiając rezultat w równanie (7), otrzymamy:

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = - \left( -\frac{2}{3} \cdot C \cdot \frac{x^3}{y^3} - \frac{3}{2} \cdot F \cdot \frac{x^4}{y^4} \right).$$

Całkujemy względem  $x$ , pamiętając, że stała całkowania  $f(y)$  jest funkcją „ $y^u$ ” a nie „ $x^u$ ”, i że dla  $x=0$ ,  $\sigma_x = \gamma_W \cdot y$  lub  $f(y) = \gamma_W \cdot y$ . Otrzymamy zatem:

$$\sigma_x = \frac{C}{6} \cdot \frac{x^4}{y^3} + 0,3 \cdot F \cdot \frac{x^5}{y^4} + \gamma_W \cdot y \quad (22)$$

Równania dla  $\tau$  i  $\sigma_x$  muszą spełniać równość (8) i (9) dla ściany tylnej, to jest przy  $x=b=m \cdot y$  będzie  $\tau = -m \cdot \sigma_y$ , oraz  $\sigma_x = -m \cdot \tau$ .

A zatem równania (15), (21) i (22) wyznaczają możliwy rozkład naprężeń, niezależnie od tego, jakie dowolnie skończone wartości, włączając zero, są wyznaczone dla dwóch stałych  $C$  i  $F$ .

Teraz mogą być utworzone pochodne dla równań (19) (20). Z uwagi na to, że stałe  $A$  i  $B$  są funkcjami  $C$  i  $F$  określonymi przez równania (16) i (17) mamy:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dA}{dC} = +\frac{m^2}{6}; \quad \frac{dB}{dC} = -m; \quad \frac{dA}{dF} = +\frac{m^3}{5}; \quad \frac{dB}{dF} = -0,9 m^2 \\ \text{więc: } \frac{d\sigma_y}{dC} = +\frac{m^2}{6} \cdot y - m \cdot x + \frac{x^2}{y}; \\ \frac{d\sigma_x}{dC} = \frac{x^4}{6y^3}; \quad \frac{d\tau}{dC} = -m^2 \cdot \frac{x}{6} + \frac{1}{3} \cdot \frac{x^3}{y^2}; \end{aligned} \right\} (23)$$

i podobnie:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\sigma_y}{dF} = +\frac{m^3}{5} \cdot y - 0,9 m^2 \cdot x + \frac{x^3}{y^2}; \\ \frac{d\sigma_x}{dF} = 0,3 \frac{x^5}{y^4}; \quad \frac{d\tau}{dF} = -\frac{m^3}{5} \cdot x + 0,5 \cdot \frac{x^4}{y^3}. \end{aligned} \right\} (24)$$

Podstawiając te wartości w równania (19) i (20) i całkując w granicach od  $x=0$  do  $x=b=my$ , oraz porządkując wyrazy, otrzymujemy równania (25) i (26).

Obliczenia są wprawdzie dość żmudne, lecz nie zawierają nic prócz mnożenia i całkowania zwykłych wyrażeń algebraicznych. Równanie (25) zostało skrócone przez  $m^5$ , zaś równanie (26) przez  $m^6$ .

Ostatecznymi rezultatami są:

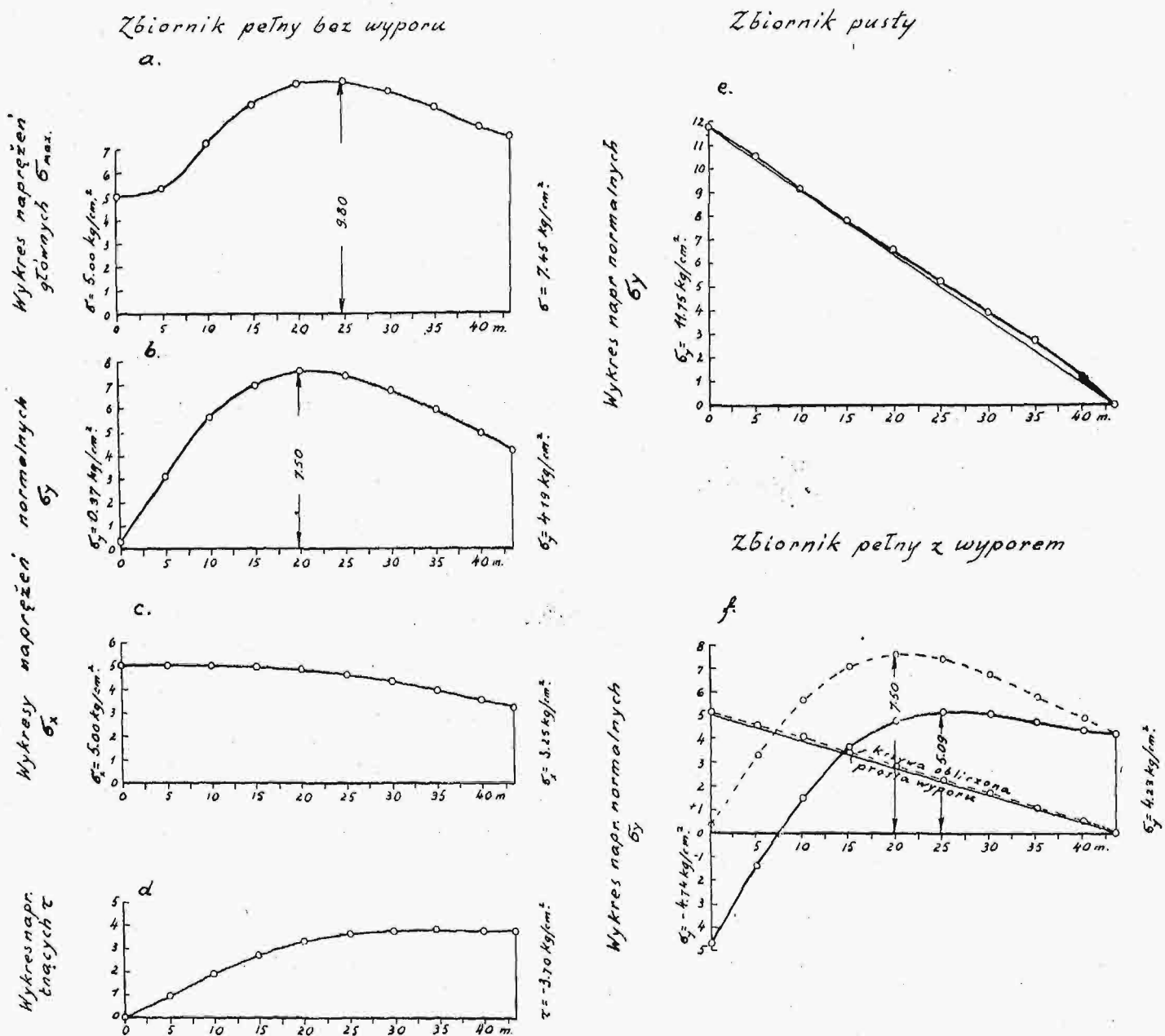
$$\frac{1}{2G} \int_0^1 dz \int_0^H dy \int_0^b dx \left[ \frac{\mu}{\mu+1} \left( \frac{C}{180} + \frac{F}{120} \cdot m + \frac{C}{324} \cdot m^4 + \frac{F}{200} \cdot m^5 + \frac{\gamma_W}{30} \right) - \frac{1}{\mu+1} \left( \frac{A}{30} + \frac{B}{36} \cdot m + \frac{8}{315} \cdot C \cdot m^2 + \frac{F}{42} \cdot m^3 \right) - \frac{A}{45} + \frac{C}{105} \cdot m^2 + \frac{F}{72} \cdot m^3 + \frac{\gamma_M}{45} \right] = 0 \quad (25)$$

$$\frac{1}{G} \int_0^1 dz \int_0^H dy \int_0^b dx \left[ \frac{\mu}{\mu+1} \left( \frac{C}{120} + \frac{9}{700} \cdot F \cdot m + \frac{C}{200} \cdot m^4 + \frac{9}{1100} \cdot F \cdot m^5 + \frac{\gamma_W}{20} \right) - \frac{1}{\mu+1} \left( \frac{A}{20} + \frac{3}{70} \cdot B \cdot m + \frac{C}{25} \cdot m^2 + \frac{4}{105} \cdot F \cdot m^3 \right) - \frac{A}{30} + \frac{3}{200} \cdot C \cdot m^2 + \frac{F}{45} \cdot m^3 + \frac{\gamma_M}{30} \right] = 0 \quad (26)$$

Dwa powyższe równania, łącznie z równaniem (16) i (17) wystarczają dla określenia czterech stałych  $A, B, C$  i  $F$ . Jest oczywiste, że wartość tych stałych jest niezależna od wysokości zapory  $H$ , a to z tego powodu, że w równaniach (25) i (26) wyrażenie zawarte w [ ] nawiasach musi być równe zeru, a więc jest niezależne od  $H$ .

Jeżeli naprężenia tnące  $\tau$  i poziome  $\sigma_x$  są równe zeru, (to równanie (25) i (26) redukują się do  $\frac{C}{180} + \frac{F}{120} m = 0$  i  $\frac{C}{120} + \frac{9}{700} F \cdot m = 0$ ). Równania te mogą być jednocześnie spełnione tylko wówczas, gdy  $C=F=0$ . Wtedy stałe  $A$  i  $B$  wyrażają się równaniami (11) i (12) i rozkład naprężeń będzie linjowy.

Wykresy naprężeń w szwie odległym o  $y=50\text{m}$  od korony zapory.



Rys. 4.

## Przykład liczbowy.

Zapora 50 m wysokości, ciężar gatunkowy betonu  $\gamma_M = 2300 \text{ kg/m}^3$ ; ciężar gatunkowy wody  $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$ ; współczynnik Poisson'a dla betonu  $\frac{1}{\mu} = 0.125$  ( $\mu = 8$ ). Kąt  $\varphi$  nachylenia ściany tylnej określamy dla warunku istnienia całkowitego wyporu, przyjmując stosownie do dawnej teorii, linjowy rozkład naprężeń. Wówczas wartość naprężenia na ścianie przedniej przy pełnym zbiorniku jest równa zero. Współczynnik  $A$  w równaniu (10) musi więc być równy zero. Z równania (11) obliczyć można dla  $A = 0$ .

$$\operatorname{tg} \varphi = m = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_M}} = \frac{1000}{2300 - 1000} = 0.877.$$

Dla określonego tak nachylenia sprawdzamy rozkład naprężeń w szwie odległym o  $y = 50 \text{ m}$  od korony zapory. Obliczenia wykonywujemy dla trzech wypadków:

1. Zbiornika pełnego bez wyporu; 2. zbiornika pełnego z wyporem i 3. zbiornika pustego. Przyczem zakła-

dając linijny rozkład wyporu od  $H$  na krawędzi wewnętrznej do 0 na zewnętrznej, uwzględniamy wypór zmniejszając o jednostkę ciężar gatunkowy muru.

Posiłkując się równaniami (16) i (17) oraz (25) i (26) obliczamy stałe  $A$ ,  $B$ ,  $C$  i  $F$ , dla każdego z tych wypadków oddzielnie.

1. Zbiornik pełny bez wyporu ( $\gamma_M = 2300$ )<sup>2)</sup>.

Otrzymujemy:

$$A = 1000 + 0.128 \cdot C + 0.135 \cdot F$$

$$B = 342.468 - 0.877 \cdot C - 0.692 \cdot F$$

$$11.717 \cdot C + 16.386 \cdot F - 25.926 \cdot A - 2.707 \cdot B = -80740.74$$

$$18.156 \cdot C - 25.980 \cdot F - 38.889 \cdot A - 4.176 \cdot B = -121.111.11$$

z czego:

$$A = +73.277$$

$$B = +8284.191$$

$$C = -14566.995$$

$$F = +6974.089.$$

<sup>2)</sup> Wartości liczbowe zaokrąglono w tekście do trzech cyfr po przecinku. Przy obliczeniach uwzględniono więcej znaków.

Po podstawieniu powyższych wartości do równań (15), (21) i (22) otrzymamy:

$$\sigma_y = 73.277 y + 8284.191 x - 14566.995 \frac{x^2}{y} + 6974.089 \frac{x^3}{y^2}$$

$$\sigma_x = 2427.832 \frac{x^4}{y^3} + 2092.227 \frac{x^5}{y^4} + 1000 y$$

$$\tau = 2226.723 x - 4855.665 \frac{x^3}{y^2} + 3487.045 \frac{x^4}{y^3},$$

wyrażające wartości naprężeń w zależności od odległości rozpatrywanego miejsca od ściany przedniej i odległości szwu od korony.

### 2. Zbiornik pełny z wyporem:

Otrzymujemy dla ciężaru muru mniejszego o wartości wyporu ( $\gamma_M = 2300 - 1000$ ) następujące wyrażenia:

$$A = 0.128.C + 0.135.F$$

$$B = 1482.719 - 0.877.C - 0.692.F$$

$$11.717.C - 16.386.F - 25.926.A - 2.707.B = -58518.519$$

$$18.156.C + 25.930.F - 37.889.A - 4.176.B = -87777.778.$$

Z równań tych określamy wartości czterech stałych:

$$A = -948.117$$

$$B = +9655.380$$

$$C = -15095.647$$

$$F = +7317.883.$$

Po podstawieniu tych wartości w równania (15), (21) i (22) otrzymujemy:

$$\sigma_y = -948.117 y + 9655.38 x - 15095.647 \frac{x^2}{y} + 7317.883 \frac{x^3}{y^2}$$

$$\sigma_x = -2515.941 \frac{x^4}{y^3} + 2195.365 \frac{x^5}{y^4} + 1000 y$$

$$\tau = -2248.117 x - 5031.882 \frac{x^3}{y^2} + 3658.942 \frac{x^4}{y^3},$$

wyrażające wartości naprężeń w zależności od odległości rozpatrywanego miejsca od ściany przedniej i odległości szwu od korony zaporzy.

$$\tau = -49.31 x + 406.344 \frac{x^3}{y^2} - 396.484 \frac{x^4}{y^3}.$$

W załączonej tabelicy podano rozkład wartości naprężeń dla trzech wymienionych wypadków. Przyczem dla wypadku 1. obliczono kołem Mohra i podano w tabelicy naprężeń głównych.

Na rys. 4 pokazano wykreślnie rozkład obliczonych naprężeń. Jest widocznym, że maximum naprężenia w przekroju, przy pełnym zbiorniku wypada nie tuż przy ścianie tylnej, lecz mniej więcej pośrodku. Maximum absolutne otrzymujemy dla zbiornika pustego na ścianie przedniej. Różnica naprężeń normalnych  $\sigma_y$  przy wyporze i bez wyporu daje wykres b. zbliżony do wykresu trójkąta wyporu.

Jeśli byśmy nie uwzględnili wpływu rozprężenia poprzecznego t. j. założyli, że współczynnik Poisson'a jest równy zeru ( $\frac{1}{\mu} = 0; \mu = \infty$ ), dla wypadku zbiornika pustego, w którym parcie poziome jest równe zeru, w równaniach (25) i (26) odpadnie drugi wyraz w nawiasach [], co oznacza, że współczynnik  $C$  i  $F$  są niezależne od wartości  $B$ . Po podstawieniu z równania (16) wartości  $A$  wyraz wolny w (25) i (26) ulegnie redukcji i otrzymamy dwa układy równań linjowych zawierających  $C$  i  $F$ , które mogą być jedynie wówczas jednocześnie spełnione gdy  $C = F = 0$ . Oznacza to, że stałe  $A$  i  $B$  wyraża się równaniami (11) i (12) i że rozkład naprężeń będzie linjowy.

Ponieważ wpływ współczynnika Poisson'a, jak wykazują poprzednie obliczenia jest b. mały, można praktycznie obliczać naprężenia w zaporze metodą wyżej podaną tylko w wypadku pełnego zbiornika, zaś w wypadku pustego przyjęc linjowy rozkład naprężeń i tak samo linjowo odjąć wartość wyporu przy zaporze obliczonej bez uwzględnienia wyporu.

W uzasadnieniu swej teorii inż. Jakobsen powołuje się na teorię ogłoszoną przez dr. Vogt'a w „Det Norske

Odległość od ściany przedniej	Zbiornik pełny bez wyporu					Zbiornik pełny z wyporem			Zbiornik pusty		
	$x$ mtr	$\sigma_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_x$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{min}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_x$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_x$ kg/cm <sup>2</sup>
0	+0.37	+5.00	+0.00	+5.00	+0.37	-4.74	+5.00	+0.00	+11.75	+0.000	0.000
3.85	+3.14	+5.00	-0.85	+5.32	+2.85	-1.45	+5.00	+0.85	+10.57	+0.000	-0.018
8.85	+5.61	+4.99	-1.85	+7.18	+3.40	+1.46	+4.99	+1.87	+9.13	+0.000	-0.034
13.85	+6.99	+4.95	-2.67	+8.85	+3.10	+3.62	+4.94	+2.69	+7.78	+0.004	-0.037
18.85	+7.50	+4.83	-3.25	+9.70	+2.66	+4.69	+4.73	+3.26	+6.48	+0.011	-0.024
23.85	+7.34	+4.63	-3.57	+9.80	+2.20	+5.09	+4.52	+3.58	+5.21	+0.023	+0.000
28.85	+6.72	+4.32	-3.69	+9.40	+1.60	+5.02	+4.33	+3.68	+3.95	+0.037	+0.028
33.85	+5.85	+3.94	-3.67	+8.70	+1.13	+4.70	+3.92	+3.64	+2.67	+0.044	+0.047
38.85	+4.94	+3.54	-3.62	+7.92	+0.60	+4.37	+3.52	+3.60	+1.36	+0.033	+0.039
43.85	+4.19	+3.25	-3.70	+7.45	+0.00	+4.23	+3.25	+3.71	-0.02	-0.016	+0.018

### 3. Zbiornik pusty:

$$A = 2300 + 0.128.C + 0.135.F$$

$$B = -2622.577 - 0.877.C - 0.692.F$$

$$11.717.C + 16.386.F - 25.926.A - 2.707.B = -51.111.111$$

$$18.156.C + 25.930.F - 37.889.A - 4.176.B = -76.666.667$$

z czego:

$$A = +2349.310$$

$$B = -3142.713$$

$$C = +1219.033$$

$$F = -792.968$$

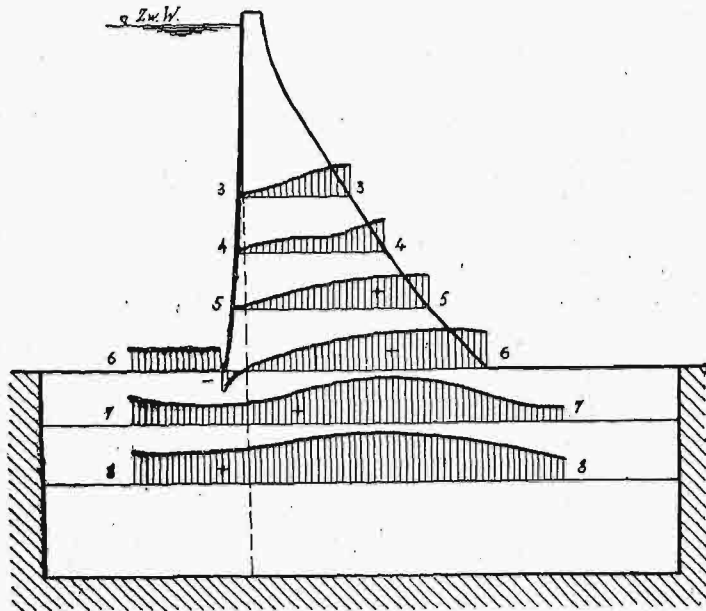
oraz:

$$\sigma_y = +2349.31 y - 3142.713 x + 1219.033 \frac{x^2}{y} - 792.968 \frac{x^3}{y^2}$$

$$\sigma_x = +203.172 \frac{x^4}{y^3} - 237.890 \frac{x^5}{y^4}$$

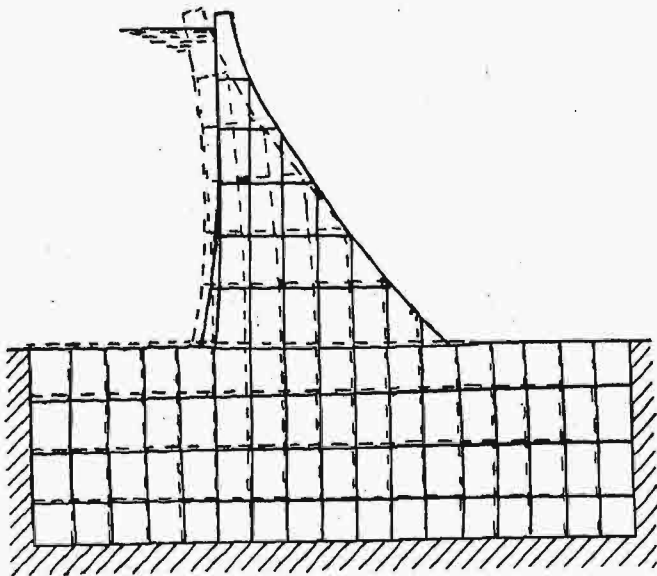
Videnskaps Akademi“, Oslo 1925, oraz potwierdzenie tej teorii przez wyniki uzyskane na doświadczalnej zaporze w Stevenson Creek, ogłoszone w Proc. A. C. E. 1928, p. 128 Fig. 82, następnie na ogłoszone w „Minutes of Proceedings Inst.“, C. E. London 1928 prawie czteroletnie badania wykonane przez Sir J. W. Ottley i A. W. Brightmore na modelu z gumy indyjskiej, (India rubber) przy przyjęciu ciężaru muru 2.4, i uwzględnieniu w szerokiej mierze oddziaływania fundamentu (rys. 5 oraz rys. 6). Model ten i badania były wykonane przed budową zaporę w Assuan na Nilu, dla wyjaśnienia rozkładu naprężeń w tak niezwykle na owe czasy budowli. Wobec krzywoliniowego rozkładu naprężeń, niezbyt jednak odbiegającego od prostoliniowego, komisja ówczesna uważała za rzecz możliwą zalecić obliczenie zaporę na podstawie przyjęcia rozkładu prostoliniowego (rys. 7).

W dyskusji nad referatem inż. Jakobsena Donald P. Barbes podaje dodatkowo wyniki uzyskane na modelu celluloidowym, który przy b. słabym nachyleniu od strony powietrza, 0.645, wykazuje znaczne ciągnięcia od



Rys. 5

strony wody (rys. 8 i 9). W dalszym ciągu dyskusji, Anthony Hoadley podaje obliczone wzorami autora wykresy naprężeń  $\sigma_y$  dla różnych nachyleń skarpy, od 0.645 do 0.844, bez uwzględnienia wyporu i przy ciężarze gat. muru 2.4 (rys. 10). Wykazuje, iż przy nachyleniu 0.82 niema ciągnięć od strony wody.



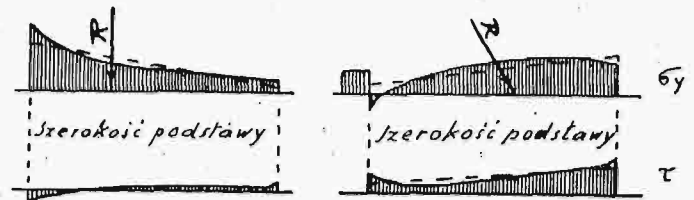
Rys. 6

Rozpatrując teorię inż. Jakobsena należałoby uwzględnić jeszcze pracę Mohra: „VIII Abhandlung über techn. Mechanik“, w której Mohr dowodzi, iż w murze prostokątnym, obciążonym trójkątnym parciem wody, przy liniowym rozkładzie naprężeń  $\sigma_y$  w płaszc. poziomych, naprężenia ścinające mają rozkład paraboliczny, z max.

w osi przekroju. Zakładając liniowy rozkład napr.  $\sigma_y$  w murze trójkątnym, otrzymuje liniowy rozkład naprężeń tnących, przy założeniu natomiast naprężeń tnących podług

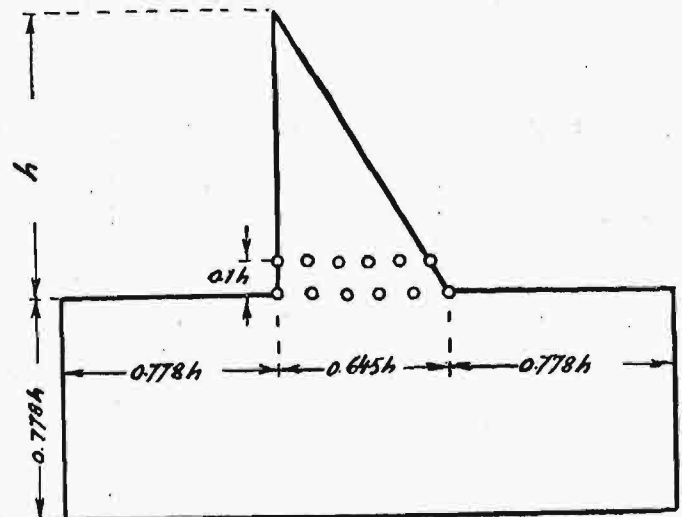
Zbiornik pusty.

Zbiornik pełny.



Rys. 7

paraboli, z max. w środku geometrycznym przekroju, występują dla  $\sigma_y$  znaczne ciągnięcia od strony wody, zaś zero naprężeń od strony powietrza. Dla kształtu zbliżo-



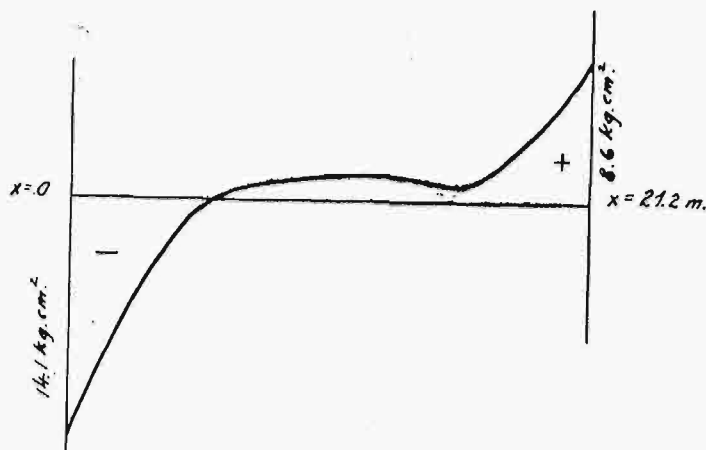
Model z celluloidu  
o miejsca pomiaru

Rys. 8

nego do trapezu, przy liniowym rozkładzie  $\sigma_y$ , naprężenia ścinające mają rozkład bardzo do liniowego zbliżony, natomiast przy parabolicznym rozkładzie napr. tnących, zawsze z max. w środku geometr. przekroju, naprężenia  $\sigma_y$  mają rozkład istotnie mało prawdopodobny, gdyż zero od strony powietrza, ciągnięcie w pionie krawędzi korony od strony wody i nagłe załamania w kierunku ściskania na krawędzi od strony wody. Mohr opierając się na tym wyniku owych obliczeń oraz na wyniku doświadczeń ówczesnych, które dowodziły, że mury o stosunkowo nawet małych nachyleniach od strony powietrza nie uległy zniszczeniu, w praktyce zatem nie wykazały znaczniejszych ciągnięć na powierzchni zwróconej ku wodzie, wnosi, iż paraboliczny rozkład naprężeń tnących z max. w środku geometr. przekroju nie jest możliwym, i że najbardziej prawdopodobnym będzie rozkład liniowy naprężeń  $\sigma_y$ .



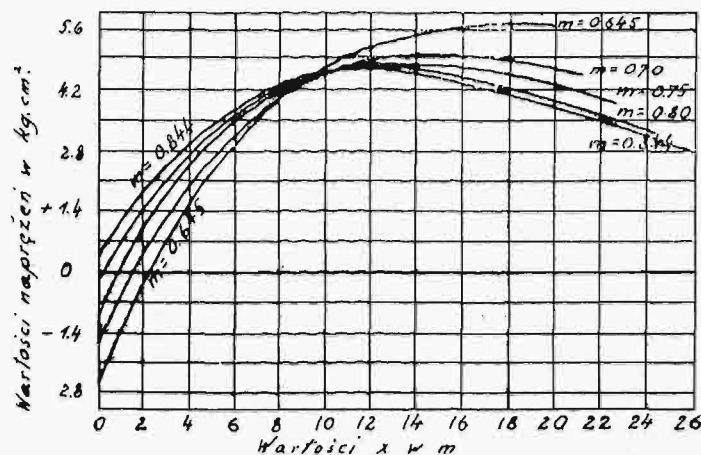
Obliczone i podane na rys. 4 naprężenia tnące nie mają założonego przez Mohra kształtu paraboli z max. w osi przekroju i raczej zbliżają się do kształtu uzyskanego na modelach. Wykres na rys. 10 dowodzi, iż na głębokości 30 m pod zw. wody, przy stosowanych w praktyce nachyleniach muru ciągnięcia od strony wody osiągają



Rys. 9

bardzo małe wartości, które będą zapewne jeszcze bardziej zmniejszone przy zastosowaniu nachylenia 1:10 do 1:20 muru od strony wody. Naprężenia te niewątpliwie nie przekroczą wytrzymałości betonu na ciągnięcie, nie powstaną zatem poziome spękania, mogące dać powód do powstania wyporu w murze. Tego samego dowodzą pozatem wyniki zdrenowania zapór, gdzie prawie całość przeciekającej wody przypada na nieszczelności szwów dylatacyjnych. Ciągnięcia mogłyby być niebezpieczne tylko w płaszczyźnie podeszwy fundamentu, gdzie łatwiej może dostać się woda pod ciśnieniem i wywołać zjawisko wyporu. Przy obecnych metodach wykonania, doskonałych cementach, wtłaczaniu zaprawy pod znacznym ciśnieniem, dochodzącym kilkudziesięciu atmosfer, w otwory w skale przykryte już grubą warstwą betonu, można uważać za rzecz wykluczoną powstanie wyporu w całej powierzchni zetknięcia się muru ze skałą. Można tylko przewidywać lokalne zupełnie nieszkodliwe zjawiska wyporu na bardzo ograniczo-

nych, a niedostatecznie uszczelnionych przestrzeniach fundamentu<sup>3)</sup>. Wiercenia na kilku wykonanych później zaporach w Ameryce wyraźnie tego samego dowodzą. Praktyka dotychczasowa nie zaprzecza zatem tem, aby rozkład naprężeń obliczony przez Jakobsena był nieprawdopodobny, przeciwnie jest wiele danych przemawiających na korzyść takiego rozkładu. Natomiast trzeba uznać za słuszny za-



Rys. 10.

rzut, kilkakrotnie podnoszony w dyskusji przez Prof. Caina, Donald P. Barnes'a i inn., iż teoria Jakobsena, nie uwzględniając oddziaływania fundamentu, implicite przyjmuje go za nie ulegający deformacji, oraz że teoria zupełnie ścisła musiałaby oprzeć się na zasadzie min. pracy sprężystej tak muru jak i fundamentu. Zdaje się jednak, że tak ujęte zagadnienie jest zbyt zawile, aby się dało ściśle matematycznie rozwiązać. Teorię Jakobsena należałoby zatem uważać za przybliżenie rzucające jednak pewne światło na istotny rozkład naprężeń występujących w budowlach, obecnie największych, i największą odpowiedzialnością obciążających projektujących inżynierów. Wystarczy tu wspomnieć tylko o rozpoczętej budowie: Hoover Dam w Black Canyon na rzece Colorado, 222 m wysokiej, zawierającej 2,1 mil. m<sup>3</sup> betonu i tworzącej 160 km długi zbiornik wody o pojemności 37,3 miljarda m<sup>3</sup>.

<sup>3)</sup> Por. Transactions A. S. C. E. 1929: „Hydrostatic uplift in pervious Coils“, oraz: „Upward pressure under dams“.

Prof. Emil Bratro.

## Nowoczesne uzbrojenie nawierzchni betonowej.

Z historycznego punktu widzenia użycie cementu do nawierzchni drogowej jest bardzo dawne, gdyż spotykamy się z tym materiałem, względnie zbliżonym do niego, już przy drogach rzymskich. Osadzano tam mianowicie pojedyncze wielkie płyty kamienne na zaprawie wapiennej, do której dodawano ziemię puculanową, będącą popiołem wulkanicznym, a posiadającą wiążące własności cementu.

Realne jednakże początki istotnej nawierzchni betonowej datują się dopiero od r. 1872, w którym to czasie wykonano w Anglii pierwszą drogę betonową obok Edynburga, przyczem odrazu zaznaczyć należy, iż z uwagi na zupełną nieznaną podówczas tych momentów, które na dobroć wykonania wywierają dominujący wpływ, dalej ze względu na znacznie gorsze typy cementów, aniżeli te, którymi dzisiaj rozporządzamy, próby te nie wydały szczególnego rezultatu.

Przyczyna pierwszych niepowodzeń z nawierzchnią betonową tkwiła również w niezdawaniu sobie sprawy z różnic, jakie zachodzą pomiędzy użyciem betonu we wszystkich możliwych działach inżynierji i budownictwa, a użyciem go w drogach. W istocie jednak zachodzi ta zewnętrzna

różnica, iż kiedy prawie wszędzie narażony on jest w pierwszym rzędzie na statyczne działanie sił, to w drogownictwie ma przeciwstawić opór również dynamicznym oddziaływaniom, wynikającym z uderzeń pojazdów w czasie ruchu. Dodać przytem należy, iż wymienione oddziaływania dynamiczne, jak przeprowadzone dość niedawno badania wykazały<sup>1)</sup>, są częstokroć kilka — a nawet kilkunastokrotnie razy większe, aniżeli korespondujące niejako z niemi oddziaływania statyczne. Nadto przy nawierzchni drogowej istnieje pewna dysproporcja wymiarów konstrukcji betonowej; mianowicie zwyczajnie grubość jest wprost znikomą w stosunku do szerokości i długości. Ten moment, jak również okoliczność, iż z uwagi na statyczną niewyznaczalność układu, o ścisłych obliczeniach mowy tu być nie może, stanowią w istocie pewne utrudnienie dla konstruktora dróg betonowych.

Ojczyzną jednak istotnego rozwoju nowoczesnej drogi betonowej, stały się Stany Zjednoczone Ameryki Północnej

<sup>1)</sup> Prace Prof. Dr. Beckera, Bobetha i innych.

i śmiało możemy powiedzieć, iż przeważna ilość dat i sporządzeń, oraz opartych na nich racjonalnych zarządzeń i zabiegów, mających na celu dobroć wykonania, miała swoją kolebkę po drugiej stronie Oceanu Atlantyckiego.

Z jak olbrzymim rozwojem dróg betonowych mamy tam do czynienia, dowodzą daty urzędowe „Bureau of Public Roads“<sup>2)</sup>, z których wynika, iż z dróg, budowanych z pomocą państwową wykonano 20,3% jako betonowe. Szczególnie wybitnie występuje postęp w budowie tych dróg w okresie powojennym. Wedle dat, zebranych przez Dr. W. Feilchenfelda, sekretarza Berlińskiej Izby Handlowo-Przemysłowej w czasie podróży naukowej, odbytej w r. 1929, sumaryczna ilość dróg betonowych wynosiła z dniem 1 stycznia 1928 r. — 48.438 mil angielskich, t. j. około 78.000 km. Przybytek zaś w r. 1928 wynosił 14.097 km<sup>3)</sup>. Ostatni rok „prosperity“ amerykańskiej, mianowicie 1929 wykazuje 13.700 km wybudowanych w nim dróg betonowych międzymiastowych, nadto zaś 4.200.000 m<sup>2</sup> nawierzchni ulic miejskich<sup>4)</sup>. Są to cyfry gigantyczne, którym naturalnie Europa z uwagi na swoje zubożenie, nadążyć nie może, dowodzą jednak niezbicie, iż pomimo powyżej wskazanego utrudnienia w konstrukcji tych dróg, przynoszą one z sobą walory, którymi tego rodzaju praktyczne społeczeństwo, jakim są Amerykanie, poważnie liczyć się musi.

W Europie pierwsi zastosowali u siebie nawierzchnię betonową Anglicy, którzy już w r. 1926 posiadali 700 km, następnie w ostatnich latach znalazła ona szerokie zastosowanie w Niemczech, Holandji, Włoszech i t. p.

Równocześnie rozpoczęła się żmudna praca nad rozwiązaniem szeregu problemów z nawierzchnią tą związanych i badania te są przeprowadzane na bardzo szeroka skalę w szeregu państw, którym na tem polu z łatwo zrozumiałych względów również przodują Stany Zjednoczone.

Problemy tych jest znaczna ilość. Przytoczę je tylko możliwie ogólnikowo. A więc w pierwszym rzędzie odpowiednio konstrukcyjne wykształcenie szwów pomiędzy poszczególnymi polami. Sprawa ta, której znaczenie w Ameryce jest stosunkowo mniejsze, posiada wielką wagę w Europie, gdzie jeszcze prawie we wszystkich państwach istnieje na drogach silne nasilenie ruchu zaprzęgowego pojazdami o obręczach żelaznych. Następnie kwestja podtorza i to nie tylko co do jego stałości, ale nadto w odniesieniu do jego gładkości. Zdajemy sobie bowiem sprawę doskonale z tego momentu, iż gładkość podtorza umożliwia ruchy płyty betonowej w sposób dla niej nieszkodliwy, podczas gdy nierówność jego może dać łatwy powód do tworzenia się niepożądanych rys i pęknięć.

Dalszym problemem, który domaga się rozwiązania, jest sprawa grubości nawierzchni betonowej, oraz złączona z tem do pewnego stopnia sprawa jednej lub dwuwarstwowej jezdni. Jest to rzecz, która z uwagi na poruszone poprzednio trudności, teoretycznie prawdopodobnie nigdy rozwiązana nie będzie; tem więcej zatem musimy dążyć do praktycznego zbadania tej sprawy.

Pomijając wreszcie cały szereg dalszych problemów, jak utrwalenie powierzchniowe nawierzchni, nadanie jej możliwie jaknajwiększej szorstkości i t. p., i t. p., pragniemy bliżej zająć się jednym z niewymienionych dotychczas, mianowicie sprawą uzbrojenia nawierzchni betonowej.

Odrzucając zazwyczaj należy, iż sprawa ta do niedawna jeszcze wyjaśnioną nie była. Uzbrojenie znajdowało swoich obrońców i przeciwników. Jest rzeczą charakterystyczną, iż przewaga pierwszych znajdowała się w Ameryce, drugich w Europie. Wynikało to do pewnego stopnia być może z różności warunków, w jakich buduje się drogi na obu kontynentach. Zasadnicza różnica zachodzi mianowicie ta, że Ameryka wykonuje przeważnie drogi betonowe w par-

tach, które poprzednio albo były drogami pozbawionymi, albo też posiadały drogi ziemne, natomiast Europa w przeważnej ilości wypadków przeprowadza tylko rekonstrukcje nawierzchni tłuczniowych na betonowe. Innymi słowy mamy tu zasadniczą różnicę w odniesieniu do fundamentu, na którym jezdni betonowa ma być ułożoną. Nie da się przytem zaprzeczyć, iż istotnie fundament europejski jest na ogół wiaźszy, stałszy i silniejszy, niżli amerykański. Stąd konstruktorzy europejscy wyciągali wnioski o zbędności uzbrojenia płyty betonowej.

Jest jednakże znamienne i ciekawe, iż w r. 1923 wypowiedział na IV. Międzynarodowym Kongresie Drogowym w Seville reprezentant Anglii A. Dryland zapatrywanie, iż wytrzymałość podtorza na nowoczesne środki komunikacyjne jest tylko w rzadkich wypadkach dostateczną i dlatego żądał stosowania w każdym wypadku uzbrojenia nawierzchni betonowej. Dla wyjaśnienia tej sprawy przeprowadzono w Anglii doświadczenia i próby, które w rezultacie wykazały, że nawierzchnia o grubości 15 cm, jednakże uzbrojona, posiada większą wytrzymałość, niżli zupełnie analogiczna o grubości 22 cm, jednakże bez uzbrojenia.

Rzecz ta zwróciła na siebie uwagę najbardziej interesowanych kół amerykańskich tak, iż w r. 1925 Bureau of Public Roads powierzyło zbadanie tej sprawy osobnej komisji, która pod przewodnictwem członka Drogowego Instytutu Badawczego Inż. C. A. Hogentogler'a przeprowadziła żmudne studia nad 4.800 km uzbrojonych nawierzchni, a rezultaty swej pracy ogłosiła w r. 1926<sup>5)</sup>.

Wyniki badań dadzą się ująć w następujących punktach:

1. Płóć wytwarzających się rys i związane z tem uszkodzenia nawierzchni zależą w pierwszej linii od okresu istnienia jezdni; tem samem wielkość wytworzonych rys jest miarą starości drogi.

2. Badania wykazały, iż wskutek uzbrojenia nawierzchni, tworzenia się rys maleje, a okres życia jezdni przedłuża się. Moment ten odnosi się zarówno do nawierzchni betonowej, jak również do tych typów jezdni, które posiadają fundament betonowy.

3. Zmniejszenie wytwarzania się rys da się taniej i ekonomiczniej osiągnąć przez uzbrojenie, niżli przez pogrubienie płyty betonowej.

4. Przy gęstym ułożeniu uzbrojenia o małych wymiarach, występuje znacznie mniej rys, aniżeli przy silniejszych przekrojach, układanych w większych odstępach.

5. Uzbrojenie w wielkości 1,25—2,75 kg/m<sup>2</sup> zmniejsza już znacznie tworzenie się rys.

6. Przy nawierzchniach betonowych o równej grubości wynosi zmniejszenie się rys w razie użycia uzbrojenia o podanej powyżej wielkości 35—70%.

7. Uzbrojenie siatkowe o wielkości 1,25—2,75 kg/cm<sup>2</sup>, oraz uzbrojenie wkładkami z żelaza okrągłego o wielkości 3,3 kg/m<sup>2</sup>, z której to ilości żelaza 25% wypada na uzbrojenie podłużne, zmniejszają rysy więcej, niżli pogrubienie płyty o 2,5 cm.

8. Przy dobrem kruszywie ze zdrowego kamienia, oraz przy zastosowaniu uzbrojenia siatkowego 2,75 g/cm<sup>2</sup> lub też wkładek żelaznych okrągłych 8,3 kg/m<sup>2</sup>, po 50% w obu kierunkach, uzyskuje się takie zmniejszenie rys, które da się otrzymać dopiero przy pogrubieniu płyty o 5 cm.

9. Uzbrojenie siatkowe o wielkości 2 kg/m<sup>2</sup> wystarcza dla cienkich płyt, które układane są jako wzmocnienie na starych nawierzchniach betonowych.

10. Wzmocnienie krawężne o 2,5 cm zmniejsza tendencje do wytwarzania się rys na krawędzi więcej, aniżeli uzbrojenie siatkowe 1,25—2,75 kg/m<sup>2</sup> lub wkładki okrągłej 10—19 mm φ. Zwiększeniu się uszkodzeń, które występują stale po ukazaniu się takich rys krawężnych, zapobiega się skutecznie przez wstawienie uzbrojenia.

<sup>2)</sup> Public Roads. Marzec 1927.

<sup>3)</sup> Sprawozdanie delegatów Stanów Zjednoczonych na VI. Międzynarodowy Kongres Drogowy w Waszyngtonie. Za rok 1930 brak na razie dat.

<sup>4)</sup> Inż. Warneke. Der Strassenbau Nr. 19/1930.

<sup>5)</sup> Eng. News Record Vol. 96 styczeń 1926.



11. W wyniku uzbrojenia jakiegokolwiek bądź typu osiąga się to, iż na wypadek pęknięcia utrzymują się razem pęknięte części płyty.

Wyniki te stały w zupełnej zgodzie z przeprowadzonymi już poprzednio doświadczeniami i to tak na drogach normalnych, jak również na drogach doświadczalnych. Na te ostatnie bowiem Ameryka pieniędzy nie żałuje, jeżeli wspomni się tylko o założonej w r. 1920 drodze doświadczalnej w Bates (Illinois), oraz w Pittsburg'u (Kalifornia).

Odnosnie do drogi doświadczalnej w Bates, długości 3.240 m, szerokości 5,50 m, wykonanej bez żadnych krzywizn, to wypróbowano na niej 71 typów najrozmaitszych nawierzchni. Uzyskano na tej drodze szereg bardzo cennych wyników, wykorzystanych następnie w praktyce, przyczem najbardziej interesującym jest ten wynik, iż na powyżej podaną ilość badanych nawierzchni wytrzymało próbę tylko 13 typów, z czego 10 było właśnie betonowych (4 z uzbrojeniem). Doświadczenia te wykazały użyteczność nawierzchni betonowych i tem się też tłumaczy ich szerokie rozpowszechnienie w Ameryce.

Po ustaleniu użyteczności tego typu, przystąpiła Ameryka prawie natychmiast, bo w latach 1921/22 do budowy drugiej, wspomnianej drogi doświadczalnej w Pittsburg'u, której zadanie było już zwięzione tylko do 13 typów nawierzchni betonowej.

Przestrzeń ta, składająca się z dwóch prostych o długości po 135 m, połączonej dwoma łukami o promieniu 22,5 m, wykonana w szerokości jezdni 5,40 m, miała doświetlenia szereg zagadnień tak teoretycznej, jakoteż praktycznej natury, a jedną z najważniejszych kwestyj, która wskutek impulsu ze strony Columbia Steel Company musiała być rozpatrzona, była sprawa zbadania celowości uzbrojenia przekroju.

Z jakim nakładem kosztów droga ta i doświadczenia na niej zostały wykonane, dowodzi z jednej strony fakt, iż celem umożliwienia badań nad sprawą ugięć płyt betonowych, wykonano cztery tunele dla obserwacji spodnich warstw nawierzchni oraz pomiaru ugięć, nadto wielkość przepuszczonego w stosunkowo krótkim czasie ciężaru, wynosząca 7.362.000 t, co odpowiada dwudziestoletniemu nasileniu drogi po 1.000 t dziennie. Ażeby zrozumieć te olbrzymie cyfry, należy pamiętać, iż przeciętne dzienne nasilenie ruchu na drogach państwowych w Polsce wynosi za ledwie 373 t.

Pomijając szereg ważnych wyników, osiągniętych na tej drodze, ograniczymy się tylko do podania rezultatu odnośnie do interesującego nas tematu, który opiewa, iż te typy nawierzchni betonowych, które posiadały wkładki żelazne w takim położeniu, które umożliwiała im przejście ciągnięć, wynikających z momentów ugięcia, wykazały dłuższy okres życia, aniżeli te, o tych samych wymiarach, które wkładki nie posiadały w odpowiednim położeniu.

Doświadczenia wykazały nadto, iż rysy przy podanym powyżej obciążeniu występowały w nawierzchni w pierwszym rzędzie na końcach poszczególnych płyt, następnie na krawędzi jezdni, oraz w jej narożach. Oprócz tego skonstatowano, iż w płytach uzbrojonych uszkodzone nawet rysami naroża wytrzymywały jeszcze dodatnio wyższe obciążenia, aniżeli analogiczne naroża w płytach nieuzbrojonych.

Naogół zatem można stwierdzić, iż doświadczenia Pittsburgskie stwierdziły dostatecznie dowodnie znacznie większą wytrzymałość uzbrojonych nawierzchni, niżli nieuzbrojonych.

Dotychczas nieogłoszone zostały wyniki badań przeprowadzonych w odniesieniu do rodzaju uzbrojenia nawierzchni na przestrzeni próbnej w ciągu trasy Oxnard—Point (Kalifornia), oraz na linii Waszyngton—Virginia (1926/27); jeśli o nich wspominam, to z tego powodu, by zwrócić uwagę na wysiłki Ameryki w tej sprawie, dążące do rozwiązania problemu uzbrojenia na drodze doświadczalnej.

W Europie poważny charakter posiadają doświadczenia, przeprowadzone z rozmaitymi typami nawierzchni na drodze doświadczalnej w Brunświku. I tutaj może najwybitniej wystąpiły korzyści, wynikające z uzbrojenia jezdni betonowej z uwagi, iż poraz pierwszy zastosowano przy nich zasadę, że przestrzeń doświadczalną należy upodobnić do normalnych warunków istnienia drogi, t. zn. należy ją w czasie przeprowadzanych jazd utrzymywać zawsze w stanie odpowiednim do ruchu.

Na drodze tej, założonej w formie koła, o średnicy 360 m (by wszystkie badane typy znalazły się w identycznym położeniu sytuacyjnym), wykonano między innymi 136,28 m długą nawierzchnię betonową uzbrojoną, oraz 42,05 m długą nawierzchnię betonową nieuzbrojoną. Pierwsza nawierzchnia wykonana została jako dwuwarstwowa, o grubości warstwy dolnej 14 cm, górnej 6 cm. Warstwa dolna otrzymała uzbrojenie podłużne na krawędziach wzmoconych, składające się z czterech prętów okrągłych o  $\phi$  8 mm. Do uzbrojenia warstwy wierzchniej, ułożonego w odstępach 3 cm od wierzchu, użyto siatki żelaznej, posiadającej w kierunku poprzecznym 6 prętów  $\phi$  8 mm, w kierunku zaś podłużnym 8 prętów tej samej średnicy, wszystko na 1 mb nawierzchni. Kruszywo bazaltowe, ilość cementu przy warstwie dolnej 250 kg, przy górnej 350 kg na 1 m<sup>3</sup> gotowego betonu.

Co do wykonania drugiego typu nawierzchni nieuzbrojonej należy zaznaczyć, iż pierwotnie była to partja taka sama, jak poprzednio opisana, która w ten sposób miała początkową długość 178,33 m i w pierwszej serii prób nie istniała nawierzchnia nieuzbrojona. Dopiero w okresie późniejszym, celem wypróbowania również w identycznych warunkach jezdni betonowej nieuzbrojonej, poświęcono na ten cel 42,05 m długości dawnej jezdni uzbrojonej w ten sposób, iż z poprzedniej nawierzchni wyłamano dętami pneumatycznymi jezdnię na grubości 8—9 cm i usunięto uzbrojenie. Następnie naniesiono na oczyszczoną i zlaną mlekiem cementowym powierzchnię dolnej warstwy betonowej, nowy beton wykonany w stosunku 1 : 5 z łuczniem porfirowym.

Przez nawierzchnię uzbrojoną przepuszczono od 18 sierpnia 1925 r. do 1 lutego 1930 r. obciążenie 3.124.383 t, przez nieuzbrojoną od 10 października 1927 r. do 1 lutego 1930 r. obciążenie 2.099.764 t. W rezultacie zaś pomimo znacznie większego obciążenia powierzchni uzbrojonej, okazała się ona dominująco lepszą, niżli jezdnia nieuzbrojona. Trudno tu szczegółowo omawiać tę obszerną sprawę, ciekawych odsyłam do odnośnej literatury<sup>6)</sup>, w każdym razie skonstatować należy olbrzymią przewagę w wytrzymałości jezdni uzbrojonej, nad nieuzbrojoną.

Należy w końcu nadmienić, iż w r. 1929 ułożono w Niemczech 6 odcinków próbnych<sup>7)</sup> uzbrojonych nawierzchni betonowych, znajdujących się w dość rozmaitych warunkach. Jakkolwiek okres ich istnienia jest jeszcze za krótki, by można wyciągnąć jakiegokolwiek szersze wnioski, to jednak należy zaznaczyć, że wszystkie one utrzymały się dotychczas w stanie zupełnie wolnym od rys.

Początkowo zastosowywano jako typowe uzbrojenie okrągłe wkładki o znacznie większych przekrojach, które jednakże wobec wspomnianych poprzednio badań Hogentogler'a utrzymać się nadal nie mogły. W sprawozdaniu swym podnosi on nawet, iż nagromadzenie znacznie większej ilości żelaza w pewnych punktach przekroju wzmaga, w wielu wypadkach tendencję do tworzenia się rys, co zresztą stwierdzonem zostało również i w Europie. Natomiast doskonałą usługę w kierunku zmniejszenia rys i pęknięć oddają gęściej rozłożone, a pojedynczo słabsze, wkładki siatkowe.

<sup>6)</sup> E. Bratro: Droga doświadczalna w Brunświku. Warszawa 1931, oraz VII. Denkschrift über die Versuchsstrasse bei Braunschweig 1930.

<sup>7)</sup> Inż. G. Streit: Erfahrungen mit Stahldrahtbewehrung von Betonstrassen. Die Betonstrasse Nr. 2 ex 1931.



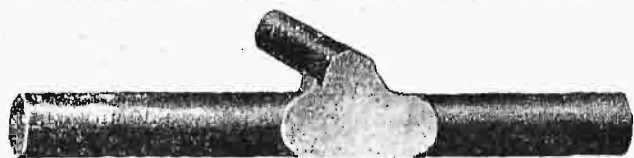
Wpierw parę uwag w odniesieniu do położenia wkładki przekroju jezdni. Ułożenie ich może być bardzo rozmaite; przeważnie układa się je w wypadku używanej w Europie jezdni dwuwarstwowej, w partji pomiędzy dolną a górną warstwą lub też przy stosowanej w Ameryce jezdni jedno-warstwowej 4—5 *cm* pod powierzchnią płyty betonowej. Zaznaczyć należy jednakże, iż typu tego nie można uważać za nienaruszalny. Jest bowiem zrozumiałem, że wkładka żelazna powinna się w przekroju znajdować tam, gdzie występować będą ciągnięcia, względnie nateżenia zginające. Jezdnia betonowa jest narażoną na najrozmaitsze wpływy, uzewnętrzniające się bardzo różnorodnie. Wiadomo naprzykład, iż pod wpływem ciepła występują tendencje do wybrzuszeń, czemu przeciwdziałają ciężar własny jezdni i w rezultacie ukazują się ciągnięcia w partjach dolnych. Przeciwnie przy doskonałym podłożu wywiązują się nateżenia zginające pod wpływem przejeżdżających ciężarów na górnej partji płyty. To samo objawia się przy nagłym oziębieniu jezdni. Bardzo rozmaicie będzie się pod tym względem zachowywała płyta, umieszczona na małowyrzynałym podłożu lub też na tego rodzaju typie gruntu, który podlega pęcznieniu i skurczowi. W tym wypadku ciągnięcia będą się objawiać częściowo na powierzchni, częściowo zaś u spodu, a rezultatem tego będzie konieczność podwójnego uzbrojenia jezdni, z góry i z dołu. Jak widzimy zatem, ilość możliwych wypadków jest tu bardzo znaczną i dobre zastosowanie położenia wkładki wymaga bardzo starannego zbadania wszystkich momentów, wywierających tu swój wpływ.

Mimoходом należy jednak zaznaczyć, iż ewentualne zastosowanie wkładek musi mieć swój wpływ również w odniesieniu do konsystencji użytego betonu. Zbyt suchy beton, jaki jest chętnie używany dla dolnej warstwy, wydaje się być w tych warunkach nieodpowiednim, albowiem zachodzi obawa uzyskania za słabej przyczepności pomiędzy betonem a wkładkami. Nie wynika naturalnie z tego, by beton musiał być bardzo plastyczny, jednakże konsystencja jego przy zastosowaniu wkładek musi odpowiadać mniej więcej miękkiej, wilgotnej ziemi.

Nie wdając się w ciekawy zresztą opis najrozmaitszych prób, odnoszących się do najkorzystniejszego uzbrojenia jezdni, prób, które dzisiaj w wielu wypadkach mają do pewnego stopnia już tylko historyczne znaczenie, zaznaczę, iż obecnie zwycięża w tym dziale na całej linii elektrycznie spawana siatka druciana, będąca do pewnego stopnia nowością w tej dziedzinie.

Jako materiału do wyrobu tych siatek na drodze zimnego przeciągania drutów używa się stali zlewnej o wartościach bardzo wysokich, mianowicie:

o wytrzymałości na rozerwanie . . . 6.500 *kg/cm*<sup>2</sup>  
 granicy płynności około . . . 6.000 „  
 rozciągliwości przy rozerwaniu . . . 6—8%.



Ryc. 1.

Sposób wyciągania tych drutów ma wybitny wpływ na ich dobroć i wytrzymałość. Pojedyncze druty łączone są zapomocą elektrycznego spawania punktowego, przyczem z reguły na silniejsze druty podłużne przychodzą druty poprzeczne, zaś wzajemne zagłębianie się w czasie spawania dochodzi do  $\frac{1}{3}$  średnicy (ryc. 1).

W ten sposób osiąga się wzajemne bardzo dobre stopienie i złączenie się obu elementów. Siatka tego rodzaju przychodzi gotowa na budowę, wskutek tego niema w pierwszym rzędzie straty czasu, spowodowanej jej układaniem i wiązaniem, co z uwagi na szybkość tężenia betonu jest rzeczą pierwszorzędną doniosłości, powtóre wiązanie jest

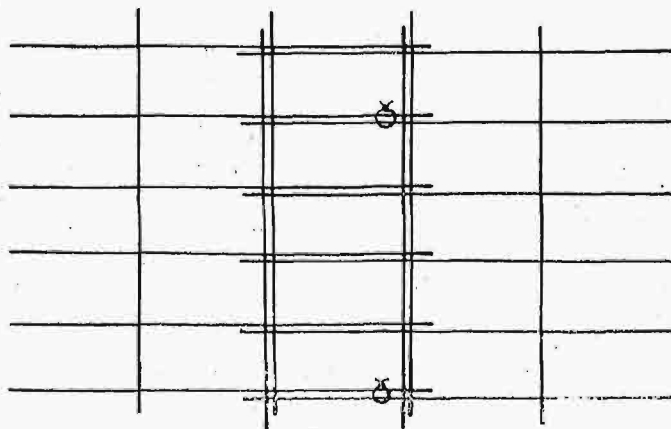
idealnie dokładne. Huty wykonują wszelkie zamówienia w tym kierunku w granicach podanych im dat, jednakże w handlu znajdują się również typy spawanych siatek standaryzowane w szerokościach 2-metrowych, oraz w kręgach długości po 50 *m*, o ile rozchodzi się o siatki z drutów o maksymalnej średnicy 6—7 *mm*, względnie powyżej tej średnicy w formie elementów płaskich jako tak zwane maty.

Standaryzowane typy w kręgach są następujące:

Nr.	Odstęp drutów w <i>mm</i>		Średnica drutów w <i>mm</i>		Teoretyczny ciężar 1 <i>m</i> <sup>2</sup> w <i>kg</i>
	podłuż.	poprzecz.	podłuż.	poprzecz.	
1 <i>a</i>	75	300	5	4,2	2,3
2	"	"	6	4,2	3,2
3	75	400	6	6	3,4
4	"	"	7	7	4,6
5	100	100	3,4	3,4	1,4
6	"	"	4,2	4,2	2,1
7	"	"	5	5	3,0
8	100	300	4,2	4,2	1,4
9	"	"	5	5	2,0
10 <i>a</i>	"	"	5,5	4,6	2,5
11	"	"	6	5	2,7
12	"	"	7	5	3,4
13	150	150	4,2	4,2	1,4
14	"	"	5	5	2,0
15	"	"	5,5	5,5	2,4
16	"	"	6	6	2,9
17	"	"	6,5	6,5	3,4
18	"	"	7	7	3,9
19	150	300	5	5	1,5
20	"	"	6,5	6,5	2,5

Dodać przytem należy, iż siatki te nie są po stronie bocznej zamknięte drutami podłużnymi, lecz przeciwnie, druty poprzeczne wystają poza skrajne podłużne na długość 25—50 *mm*. Normalne łączenie pojedynczych siatek przedstawia rys. 2.

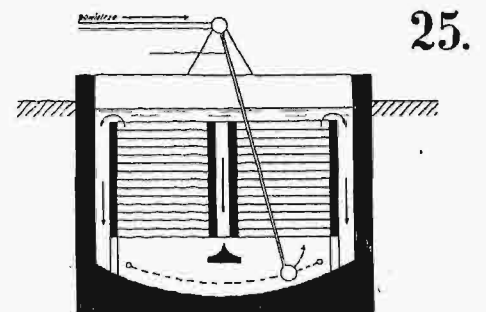
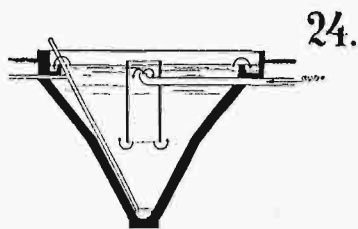
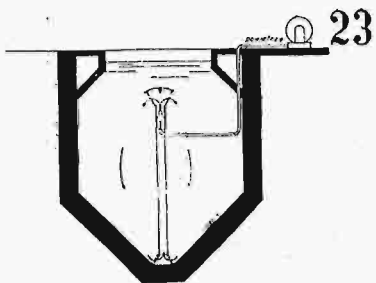
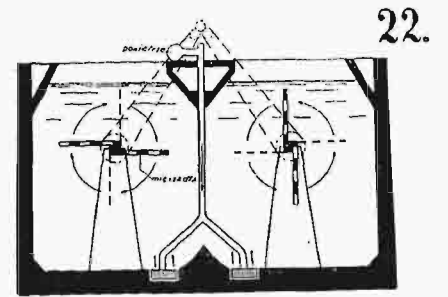
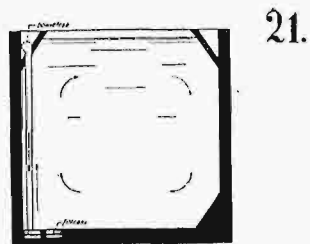
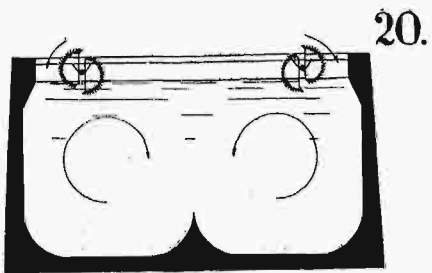
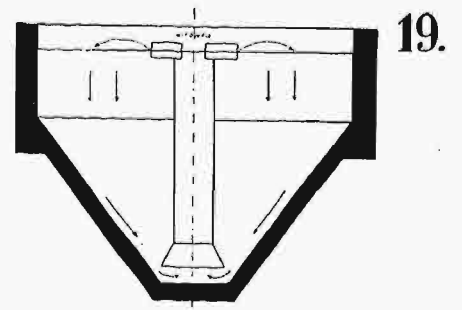
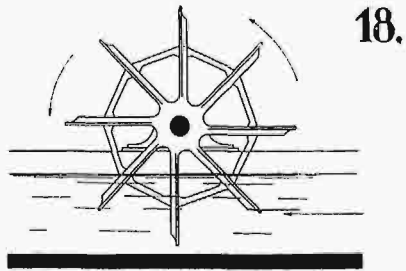
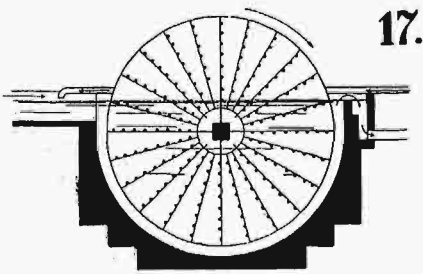
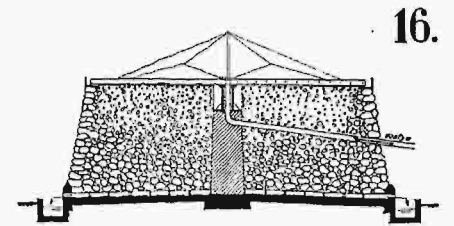
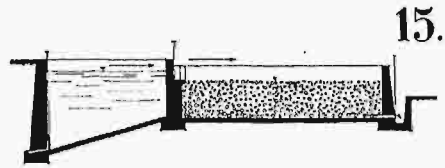
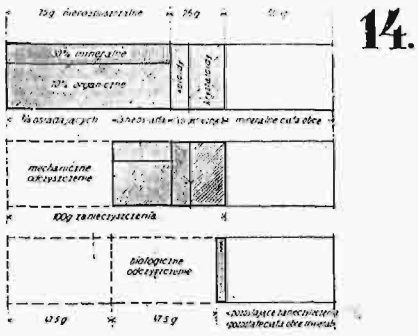
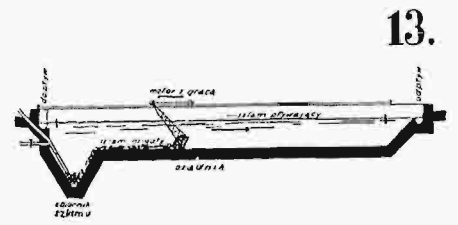
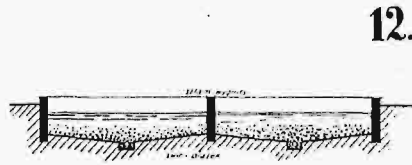
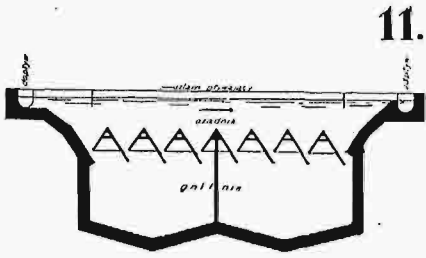
Jak już poprzednio wspomnieliśmy, w przeważnej ilości wypadków znajduje się wkładka żelazna 5—6 *cm* poniżej powierzchni jezdni. Niezmiernie ważną jest rzeczą jednakże celowe, należyte i dokładne rozpięcie siatki, względnie uzbrojenia. Nieuwaga lub niechlujstwo w tej robocie może nie tylko zanulować w zupełności dodatni wpływ ułożenia wkładek, ale przeciwnie musi w rezultacie doprowadzić do niepożądanych rys i uszkodzeń. Pieczołowita



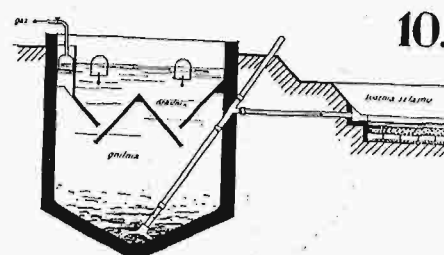
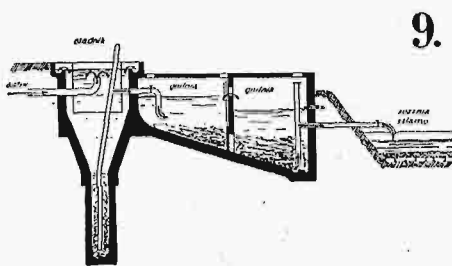
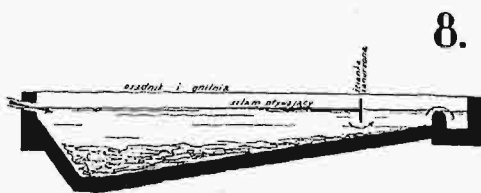
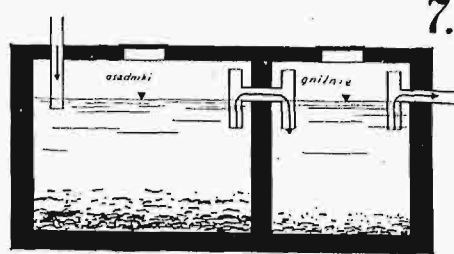
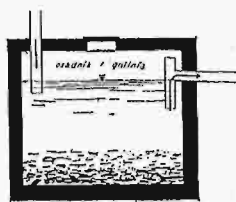
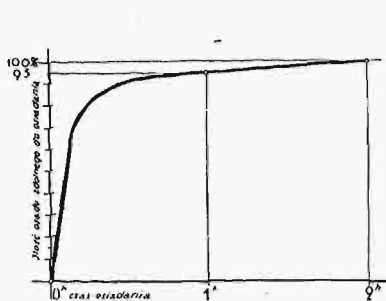
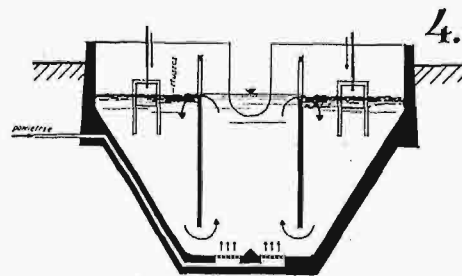
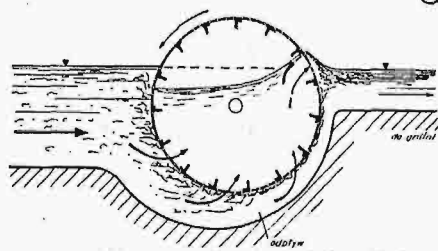
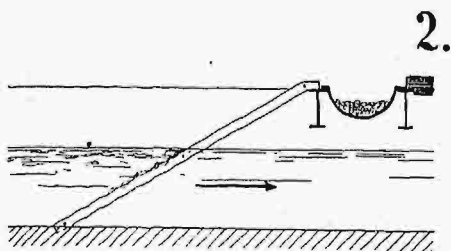
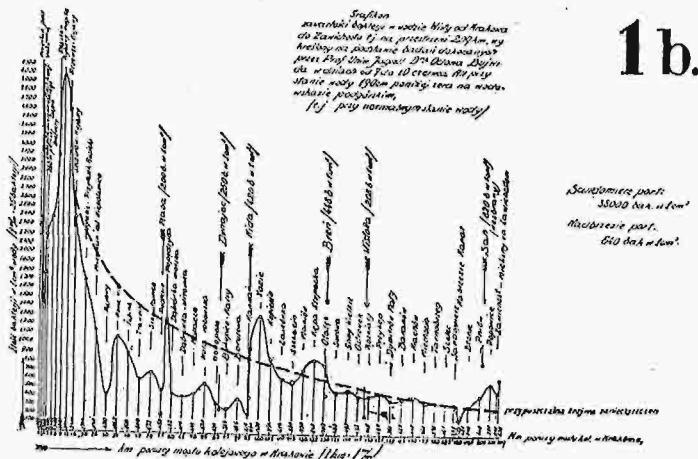
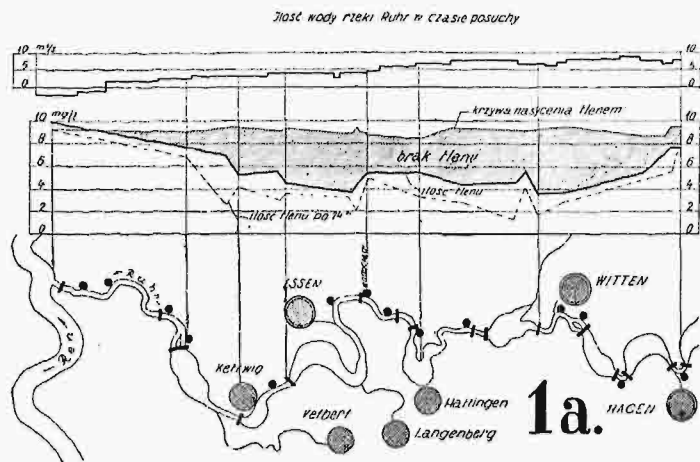
Rys. 2.

uwagę poświęca się tej sprawie tak w Ameryce, jakoteż w Anglii, gdzie oddawna przeważa już zapatrywanie o dodatnich stronach uzbrojenia jezdni.

W Ameryce usztywnia się położenie wkładek lub siatek bądź to z pomocą osadzonych na podłożu strzemion żelaznych (ryc. 3), do których wkładka zostaje przymoco-

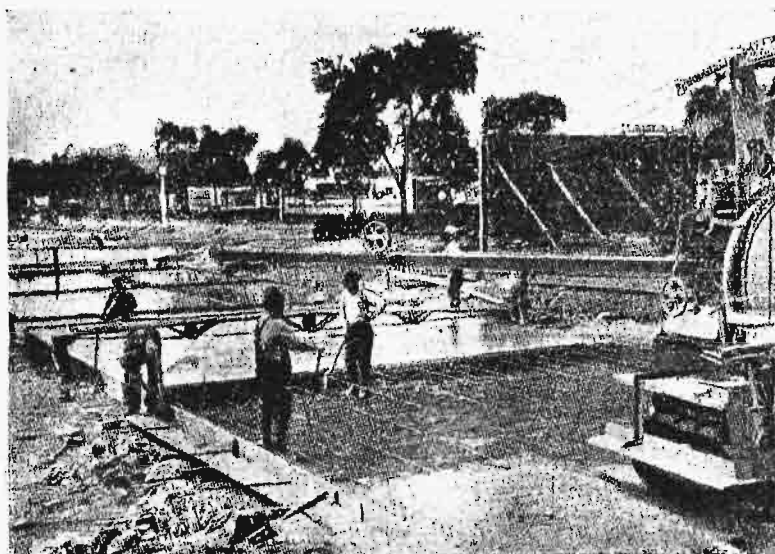




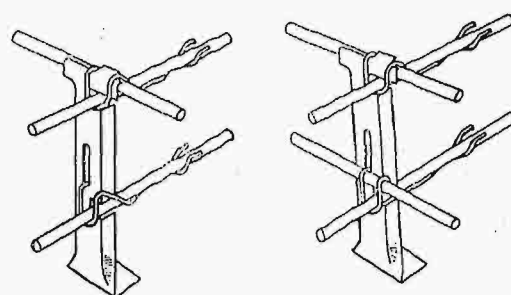


wana, bądź też za pośrednictwem specjalnych podpórek blaszanych (ryc. 4).

Z przedstawionego stanu rzeczy wynika, iż ułożenie wkładek żelaznych w nawierzchni betonowej, przyczyni się



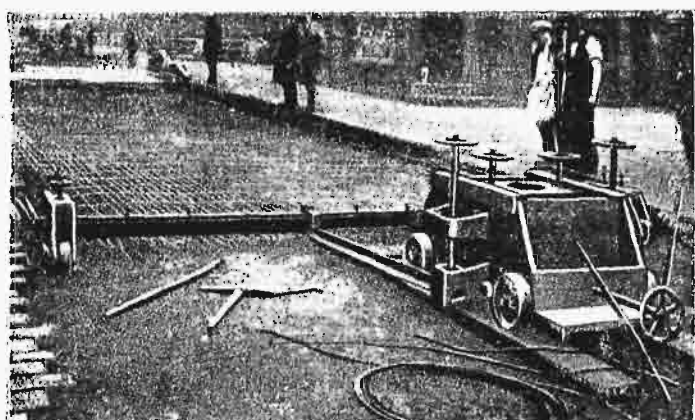
Ryc. 3.



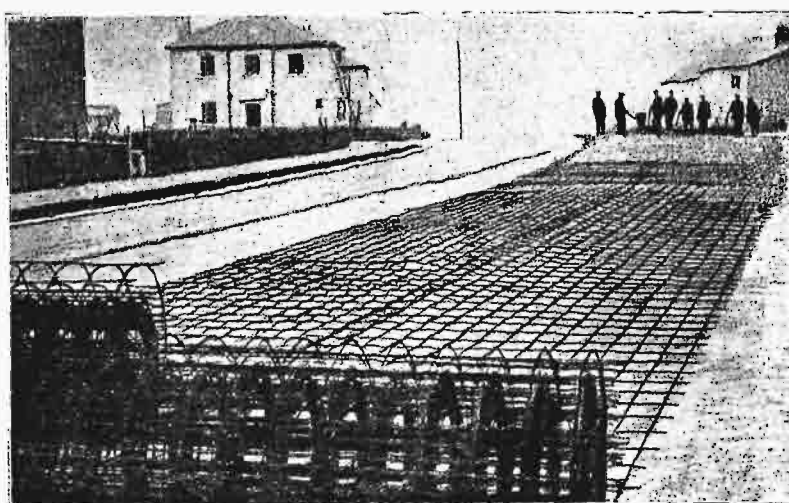
Rys. 4.

Te ostatnie są szczególnie chętnie używane w wypadku zastosowania uzbrojenia podwójnego, gdyż w ten sposób na-

zawsze do polepszenia warunków jej istnienia w granicach ustalonych badaniami Hogentogler'a. Nie da się natomiast



Ryc. 5.



Ryc. 6.

stępuje doskonale ustalenie wzajemnego odstępu obu wkładek.

Bardzo dowcipnie załatwili się z tą sprawą Anglicy, używając do tego celu wykonanej przez firmę John Fowler and Co. Ltd. specjalnej maszyny patentu Mr. John'a.

Maszyna ta uwidoczniiona na ryc. 5 umożliwia silne napięcie siatki, co przedstawia szczególną wartość z tego powodu, iż w czasie betonowania nie może być wkładka zdeformowaną co do swego położenia. Napięcie uskutecznia się w ten sposób, iż siatka jest z dwóch stron z pomocą śrub przytwierdzona do poziomych dźwigarek żelaznych. Jeden dźwigarek jest zakotwiony palami do terenu, drugi złączony z ciągnikiem, przyczem pojedyncze druty podłużne otrzymują początkowe napięcie około  $30 \text{ kg/cm}^2$ . Użycie tego ciągnika jest możliwe tak przy pojedynczym, jakoteż przy podwójnym uzbrojeniu; również właściwie nieograniczoną jest szerokość wkładki, gdyż zależy to tylko od odpowiedniej długości dźwigarek żelaznych.

Ryc. 6 przedstawia normalne użycie spawanej siatki, dostarczonej na budowę w zwojach na jednej z dróg angielskich.

zaprzeczyć, że użycie ich wywołuje pewne zwiększenie kosztów, których wysokość zależy będzie od wielkości uzbrojenia. Z drugiej strony pamiętać jednak należy, iż zwyżka kosztów zneutralizowaną jest w pierwszym rzędzie przedłużeniem życia nawierzchni, czyli dłuższym okresem amortyzacyjnym, następnie, iż zastosowanie uzbrojenia pozwala na wydatne zmniejszenie grubości płyty betonowej, czyli doprowadza do oszczędności odnośnie do ilości betonu. Sprawa zatem kalkulacyjności wkładek żelaznych jest rzeczą, która nie może być traktowaną oderwanie sama dla siebie, lecz musi uwzględniać poruszone poprzednio momenty.

W pewnych natomiast wypadkach staje się użycie uzbrojenia w jezdni betonowej postulatem tak bardzo konstruktywnym, że wobec niego ustąpić muszą na bok wszelkie rozważania natury kalkulacyjnej. Odnosić się to będzie w pierwszym rzędzie do układania jezdni betonowej w wysokim nasypie, względnie na terenie niepewnym. W tym wypadku koniecznym będzie zaprojektowanie uzbrojenia podwójnego, z wierzchu oraz u spodu płyty. Również celowym okaże się wykonanie uzbrojenia szczególnie w kierunku poprzecznym podówczas, gdy przy jezdni ponad 6 m szerokiej nie zamierzamy urządzić szwu podłużnego.

Typowy przykład konieczności zastosowania uzbrojenia zachodzi w tym wypadku, gdy nową jezdnię betonową układamy na starej nawierzchni tłuczniowej, przyczem, jak to często bywa, powiększamy równocześnie jej szerokość. W tych wypadkach z uwagi na różnorodność wytrzymałości podłoża, którym częściowo jest stara jezdnia tłuczniowa, częściowo zaś zwykły grunt, zachodzi niebezpieczeństwo pęknięcia w miejscu granicznym dla obu typów podłoża. Pęknięciu zapobiegnać tu może li tylko uzbrojenie, które zresztą może się ograniczać li tylko do skrajnych partii jezdni. Wreszcie zwrócić należy uwagę na dodatnie wartości ułożenia wkładek żelaznych w wypadku, gdy nawierzchnia podlega silnym różnicom temperatury dziennej lub rocznej, który to objaw występuje u nas bardzo dobitnie.

Przy ciężkim ruchu miejskim osiąga się również korzystniejsze rezultaty często przez wykonanie uzbrojenia, aniżeli przez pogrubienie płyty. W Anglii n. p. drogi portowe, wykonane z betonu, są z uwagi na panujący tam ciężki ruch z reguły zaopatrywane w dość nawet silne uzbrojenie, dochodzące do 6—9 kg/cm<sup>2</sup>.

Nie posiadamy niestety dostatecznej ilości dat, odnoszących się do sprawy kosztów utrzymania betonowych jezdni nieuzbrojonych i uzbrojonych, w związku ich z ruchem. Jedyłą znaną mi datą, jednakże posiadającą charakter zbyt ogólny, bo niepodającą wielkości ruchu, dostarczyła literaturze technicznej Oddział Drogowy Stanu Ohio. Przeprowadzone tam doświadczenia z pięcioletniego okresu wykazały, że roczny koszt utrzymania jezdni betonowej nieuzbrojonej wynosił w pewnych warunkach 0,0279 \$, uzbrojonej zaś tylko 0,0054 \$, czyli iż stosunek obu tych kosztów przedstawia się jak 5 : 1. Nie wdając się w bliższą ocenę tych dat, do której brak jest szczegółów, zaznaczyć muszę, iż na wspomnianej poprzednio drodze w Bruśniku, również znacznie korzystniej przedstawiało się utrzymanie jezdni uzbrojonej, niżli czysto betonowej. Niewątpliwie przyszłość dostarczy nam pod względem dat więcej i dokładniejszych, w każdym razie jednak już dzisiaj można wskazać również i na ten moment, jako przemawiający za zastosowaniem uzbrojeń w nawierzchniach betonowych w szerszej mierze, aniżeli to miało miejsce dotychczas.

W końcu pragnę wskazać na ogłoszone w lutym br. wyniki doświadczeń nad płytami betonowymi, przeprowa-

dzone na Politechnice w Hannoverze<sup>8)</sup>. Nie wdając się w bliższy ich opis nadmieniam, iż badaniom poddane zostały płyty betonowe nieuzbrojone, uzbrojone wkładkami okrągłymi, oraz wkładkami siatkowymi spawanymi i to tak z uwagi na tworzenie się rys, wynikających ze skurczu materiału z powodu różnic temperatury (w granicach od +54° C. do -25° C.), jakoteż z uwagi na pęknięcia z powoduciągnięć mechanicznych. Płyta próbna *A* wykonaną była bez uzbrojenia, *B* uzbrojona siatką spawaną o oczkach 7,5 × 10,5 cm przy średnicy drutów podłużnych 5 mm, poprzecznych 4 mm, wreszcie płyta *C* posiadała analogiczne uzbrojenie z żelaza handlowego bez spawania. Ilość cementu wynosiła 375 kg/m<sup>3</sup> gotowej płyty, kruszywo 0—26 mm bazaltowe zestawione wedle najmniejszej ilości miejsc pustych, beton mieszany maszynowo, bardzo plastyczny z 10%-owym dodatkiem wody.

O ile w danych warunkach nie skonstatowano w żadnym z badanych elementów rys z powodu różnicy temperatur, to wybitne różnice wystąpiły w odniesieniu do ciągnięć mechanicznych. Mianowicie w płycie *A* (nieuzbrojonej) wystąpiło pęknięcie przy ciągnięciu 3.300 kg, co z uwagi na przekrój płyty, liczący 320 cm<sup>2</sup> daje ciągnięcie w betonie  $\sigma_{bz} = 10,3 \text{ kg/cm}^2$ , w płycie *B* (siatka spawana) pierwsza rysa przy ciągnięciu 4.200 kg ( $\sigma_{bz} = 12,6 \text{ kg/cm}^2$ ), złamanie przy ciągnięciu 5.800 kg ( $\sigma_e = 5,910 \text{ kg/cm}^2$ ), wreszcie przy płycie *C* pierwsza rysa przy ciągnięciu 3.700 kg ( $\sigma_{bz} = 11,1 \text{ kg/cm}^2$ ), pęknięcie przy 4.300 kg ( $\sigma_e = 4,380 \text{ kg/cm}^2$ ).

Jak się z powyższego okazuje, próby na zerwanie wykazały powiększenie wytrzymałości przeciwko wytwarzaniu się rys o 27% przy wkładkach siatkowych spawanych, zaś 12% przy wkładkach zwykłych w porównaniu z płytą nieuzbrojoną. Jakkolwiek nie da się zaprzeczyć, że próby laboratoryjne nie dadzą się często bezwzględnie dostosować do warunków realnej rzeczywistości, to nie mniej jednak dały one bardzo cenne daty porównawcze, wykazując bardzo silną przewagę nowoczesnych wkładek siatkowych, spawanych.

<sup>8)</sup> Prof. R. Otzen: Geschweisste Stahlgewebe und Schwindrisse in Betonstrassen. Die Betonstrasse Nr. 2 ex 1931.

Juliusz Oleś.

## Odcyszczanie wód brudnych miejskich i fabrycznych.

Szybki rozwój miast i wielkich ośrodków przemysłowych oraz znaczny wzrost wymogów higienicznych powoduje konieczność odcyszczania wszelkich ścieków, które dotąd uchodziły wprost do najbliższego odbiornika a więc rzeki, jeziora czy też morza.

Na zachodzie Europy głównie w Anglii i Niemczech już od 40 lat pracują nad tą kwestją bardzo intensywnie i prowadzą szczegółowe badania i doświadczenia. Powstały tam związki zainteresowanych w danym dorzeczu miast, kopalni, fabryk i wodociągów. Związki te posiadają biura i laboratoria, w których pracują inżynierowie, chemicy i bakterjolodzy, badając pod każdym względem działanie zbudowanych odcyszczalni i przeprowadzając laboratoryjne doświadczenia i próby.

U nas dopiero ostatnio powstały dwie stacje doświadczalne a to jedna w Warszawie „Na Kaskadzie“ kosztem miasta i subwencji rządowej, druga na Śląsku kosztem związku regulacji Rawy.

Określenie potrzeby budowy odcyszczalni — względnie stopnia odcyszczania wód jest rzeczą bardzo trudną, gdyż zależne to jest od wielu czynników, dla określenia których trzeba długich studjów i badań. W dodatku zaś wskutek rozrostu miast i przemysłu zmieniają się ciągle warunki istniejące, nawet w czasie trwania badań.

Warunki określające potrzebę i stopień odcyszczania.

Warunki te są zależne:

I. Od wielkości i zdolności samoodczyszczania się recipienta.

II. Od jakości wód brudnych.

I. Odnośnie do odbiornika musimy wziąć następujące dane pod uwagę:

a) wielkość i zdolność samoodczyszczania się recipienta, do którego ścieki wpuszczamy. Badania, ustalające zdolność samoodczyszczania się odbiornika prowadzone być muszą przez dłuższy czas, aby ustalić jego t. zw. pojemność przy małej wodzie t. zn. określić jakie ilości zanieczyszczeń jest w możności przebudować sam recipient, przy niskich stanach wód i różnych warunkach atmosferycznych, bez szkody dla jakości swej wody. Wody odbiornika muszą być badane chemicznie i bakterjologicznie a najlepiej oznaczają stopień ich zanieczyszczenia zawartość bakterji, głównie zaś bakterji coli oraz stopień nasycenia wody odbiornika tlenem, (rys. 1 a). Badania te muszą sięgać daleko wdół rzeki, gdyż jak wykazują badania na Renie, Dunaju, Sekwanie, Woldze, Wiśle i t. d. zanieczyszczenia te sięgają dziesiątki a nawet ponad sto kilometrów poniżej wylotów kanałowych.

Badania prof. O. Bujwida (rys. 1 b), przeprowadzone na Wiśle pod Krakowem wykazały, że ścieki kanałowe Kra-



kowskie zanieczyszczają Wisłę bardzo silnie na 30 km poniżej wylotów — zaś wyraźnie ponad 100 km. Z tego jednego pomiaru nie można mieć całkowitego obrazu zanieczyszczenia Wisły przez ścieki krakowskie.

Znane są też wypadki w jednym z miejsc kąpielowych w Małopolsce, gdzie dzieci wiejskie kąpiące się w potoku, do którego wpadają odpływy z łazienek, pomimo że wieś leży około 7 km poniżej zakładu zakażają się kiłą.

b) Ewentualne położenie nad recipientem poniżej wylotu wód brudnych miast i osad pobierających z niego wodę oraz studni wodociągowych zasilających miejscowości choćby nie bezpośrednio nad nim leżące. Miejscowości, leżące nad samą rzeką, które pobierają wprost z niej wodę lub wodę ze studzien zasilanych wodą gruntową, komunikującą się bezpośrednio z wodą odbiornika, może być przyczyną konieczności odczyszczania ścieków. Również miejscowości leżące daleko od samego odbiornika ale posiadające przy nim swe ujęcia wód dla wodociągów wymagają odczyszczania ścieków, wpadających do danego odbiornika powyżej.

Przykładem tu może być dorzecze Ruhry, gdzie nawet miejscowości należące do sąsiedniego dorzecza Emschery posiadają wodociągi, które pobierają wodę z dorzecza Ruhry i to zmusiło zarządy tych wodociągów do przystąpienia do Związku Ruhry, służącego do odczyszczania wód brudnych i do wpłacania wysokich opłat rocznych na rzecz odczyszczania ścieków do rzeki Ruhr wpadających.

c) Cel do jakiego wody po odczyszczeniu mają służyć — mogą one być użyte: 1) do celów fabrycznych i użytkowych lub 2) jako woda do picia.

Jeżeli woda z recipienta poniżej wylotów ścieków ma służyć jedynie do celów fabrycznych i użytkowych, jak kroplenie ulic i t. d. nie będzie to wymagało w tym stopniu odczyszczania ścieków, jak używanie tej wody do picia.

Ze sprawozdań ostatnich Związku Ruhry widać n. p., że więcej wody zostaje tam z rzeki pobrane jak ona przy małym stanie wody prowadzi. Brak ten tem bardziej występuje, że znaczne ilości wody pobierają wodociągi do sąsiednich dorzeczy, z których one do rzeki Ruhry nie powracają. W tych warunkach muszą ścieki wpadające do Ruhry być zupełnie odczyszczane a dla wyrównania przepływu w czasie małowodnym musiano w górnym biegu Ruhry zbudować zamknięcia doliny — w dolnym zaś biegu zbudowano wodociąg wsteczny, którym przetłacza się w danej chwili brakującą ilość wody z Renu. Dla obniżenia kosztów budowy tego wodociągu zbudowano tam turbiny, które w czasach normalnych pędzą zakłady elektryczne, w czasie zaś posuszy służą jako pompy centryfugalne.

Podobne stosunki wykazują niektóre okolice Ameryki silnie przemysłowe i gęsto zaludnione a ubogie w wodę — gdzie wodą krąży niejako w koło — gdyż cała woda odczyszczona zostaje pobrana przez wodociągi a następnie znów wraca jako brudna do odczyszczalni.

d) Utrzymanie stanu wód recipienta w stanie dającym możliwość życia rybnym. Brak odczyszczania ścieków, wpływających do rzeki, jest dla życia ryb szkodliwym, powoduje bowiem osadzanie na jej dnie szlamu, w znacznej mierze organicznego, który tam ulega gniciu przyczem absorbuje tlen z wody, co znowu zabójcze jest dla ryb.

Najszkodliwsze jednak dla ryb jest nagłe wrzucanie dużej ilości osadu z kanałów miejskich do rzeki w czasie nagłych ulew, który z jednej strony przez mechaniczne zatkanie por w skrzelach dusi ryby — z drugiej zaś strony osad ten w stanie gnilnym pochłania cały tlen z wody i znów powoduje śnięcie ryb. Poza to zawartość różnych odpływów z fabryk jest nieraz zabójcza dla ryb. Odpływy zaś z koksowni i gazowni zawierają związki fenolowe, które poza szkodliwością dla zdrowia ryb nadają im posmak i zapach charakterystyczny — tak, że ryby te stają się nie do użytku.

W czasie okupacji Zagłębia Ruhry przez Francuzów, podczas ostatniej wojny światowej, o mało nie kosztowało

to życia ludzkiego, gdyż generał francuski, któremu podano taką rybę myślał, że chcą go otruć i postawił kupca pod sąd wojenny. Dopiero na skutek interwencji inżynierów, którzy przedstawili mu, że to wody Emschery niedostatecznie odczyszczane ze związków fenolowych powodują takie zmiany u ryb, uwolniono kupca od oskarżenia.

e) Względ na estetyczny wygląd rzeki, jak nie mniej wymogi higieniczne zmuszają do odcyszczania nieraz — gdyż wody nieodczyszczone osadzają całe hałdy przy wylocie i poniżej na odsypiskach, które tam gniją.

f) Wyziewy wód brudnych i osadzonych nieczystości, zawartość bakterij chorobotwórczych i plaga much, które tam mnożą się masowo jest też wskaźnikiem konieczności odcyszczania.

II. Odnośnie do wód brudnych musimy poznać:

a) Stopień zanieczyszczenia ścieków odpływami miejskimi i fabrycznymi.

Wody te prowadzą zanieczyszczenia, które podzielić należy na:

1. części stałe, które głównie toczone są po dnie i składają się przeważnie z części mineralnych jak piasek, węgiel, szkło i t. d.,

2. części płynące, które wydostają się na wierzch i płyną na powierzchni ścieków, są to znów w przeważnej mierze części organiczne, jak tłuszcz, drzewo, papier i t. d.,

3. części zawieszane, które płyną całym przekrojem i są przeważnie organicznymi, jak rozdrobnione fekalia i t. d.,

4. koloidy i krystaloidy, płynące też całym przekrojem, są to tak zwane pół rozpuszczone części organiczne i mineralne.

5. części rozpuszczone tak mineralne jak i organiczne.

b) Jakość tego zanieczyszczenia zależna będzie od dopływu czy są one tylko miejskie, czy tylko fabryczne, czy też mieszane i z jaką przewagą. Odpowiednio będą zanieczyszczenia przeważnie organiczne lub mineralne.

c) Zawartość szkodliwych zanieczyszczeń czy to chemicznych czy też biologicznych. Jako szkodliwe zanieczyszczenia będą odpływy z niektórych fabryk prowadzące składniki trujące lub niszczące urządzenia kanalizacyjne, tu też zaliczyć trzeba odpływy ze szpitali epidemicznych — prowadzące bakterje chorobotwórcze.

Po uwzględnieniu wszystkich powyższych i ewent. jeszcze dalszych lokalnych warunków można oznaczyć potrzebę i stopień, do jakiego wody brudne muszą być odczyszczane.

Odcyszczanie to polega na pozbawieniu wód brudnych zdolności gnicia i składników szkodliwych a uzyskać to można w trojaki sposób:

1. przez odpowiednie rozcieńczenie,
2. przez wydzielenie zanieczyszczeń, które są szkodliwe lub powodują gniciu,
3. przez chemiczne unieszkodliwienie zanieczyszczeń szkodliwych i podlegających gniciu.

Ad 1. Rozcieńczenie możemy uzyskać tylko przy odpowiednio wielkim recipientie i nie wymaga ono żadnych specjalnych urządzeń, jedynie wprowadzenia ścieków nurtu recipienta.

Ad 2. Wydzielanie z wód brudnych zanieczyszczeń stanowi właściwe odcyszczanie wód w dzisiejszym pojęciu i obejmuje obecnie osobną gałąź wiedzy.

Ad 3. Chemiczne odcyszczanie jak dotąd nie rozwija się odpowiednio z jednej strony wskutek bardzo wielkich kosztów chemicjalni do tego potrzebnych — z drugiej zaś strony wskutek trudności dokładnego wymieszania odpływów z temi środkami szczególnie jeżeli ścieki prowadzą nie dość rozdrobnione zanieczyszczenia.

Odcyszczanie więc obecne wód brudnych jak z tego widać, polega prawie wyłącznie na wydzieleniu zanieczyszczeń, prowadzonych przez ścieki. Zanieczyszczenia te skła-

dają się zwykle w znacznej mierze z części organicznych, ulegających gnicciu.

Wskazaniem byłoby zawsze jaknajdalej idące odczyszczenie ale jak zwykle wchodzą tu względy na wysokość kosztów, które powodują konieczność zadowolenia się pewnem dopuszczalnym ze względów higienicznych minimum.

Początkowo przy wprowadzaniu tych urządzeń stawiają zwykle władze bardzo daleko idące wymagania w kierunku odczyszczenia wód brudnych, tak, że często popadają w przesadę.

Dla przykładu podam tutaj, że jeszcze około roku 1890, zarządca pruskie ministerstwo od miasta Kolonji, aby swe ścieki odczyściło do tego stopnia, dla którego wówczas nie posiadano jeszcze odpowiednich sposobów. Miasto Kolonia nie mogąc wypełnić tego zarządzenia, zaczęło badać ilość zanieczyszczeń tak prowadzonych przez ścieki miejskie, jak i prowadzonych przez rzekę Ren. Na podstawie tych badań wykazano ministerstwu, że na prowadzenie przez Ren 453 kg nieczystości ze ścieków miejskich Kolonji wpływa do Renu tylko 0,76 kg. Po wykazaniu tego stanu zgodziło się ministerstwo na zbudowanie odczyszczenia jedynie przy pomocy sit 3 mm.

W innym zaś wypadku od pewnej fabryki zarządca władze odczyszczenia ścieków nie tylko mechanicznego ale i biologicznego pomimo, że odpływy te niezawierające zanieczyszczeń szkodliwych ani chemicznych ani bakteriologicznych — wpadały w dodatku do kanału miejskiego, który prowadzi wszelkie wody brudne nie wyłączając kloaczych.

Trzeba więc bardzo sumiennie rozważyć wszystkie dane lokalne i każdy wypadek musi być traktowany zupełnie indywidualnie.

Przy wielowodnym odbiorniku i ściekach miejskich z małą domieszką fabrycznych może wystarczyć zastosowanie tylko krat i sit, lub piaskowników dla najgrubszych zanieczyszczeń lub w niekorzystniejszym wypadku samo odczyszczenie mechaniczne.

Jeżeli odpływ z odczyszczalni musi wpadać do suchego rowu względnie do bardzo małego potoczku lub gdy ścieki są silnie zanieczyszczone i zawierają szkodliwe lub chorobotwórcze składniki, musi być jaknajdalej idące odczyszczenie a nawet odpływy z odczyszczalni muszą być ewent. dodatkowo dezynfekowane.

Pomiędzy powyższymi skrajnymi przykładami może być niekończoność pośrednich wypadków i dlatego nie można tu stosować żadnych nawet patentowanych systemów — lecz dla każdego wypadku — projektować oddzielnie.

Odczyszczenie wód brudnych dzielimy na 3 zasadnicze działy a to:

- I. Odczyszczenie mechaniczne,
- II. odczyszczenie biologiczne,
- III. odczyszczenie chemiczne.

I. Odczyszczenie mechaniczne polega na wydzieleniu zanieczyszczeń:

- a) stałych, głównie toczonych po dnie,
- b) pływających na powierzchni ścieków,
- c) zawieszonych.

Do odczyszczenia ścieków mechanicznie służą następujące urządzenia:

1. Urządzenia maszynowe (rys. 2 i 3) jak centryfugi, kraty, i sita, stałe lub ruchome, o przeróżnych formach n. p. bębny, tarcze obrotowe pochyłe i t. d.

Urządzenia te mogą zatrzymywać zanieczyszczenia do wielkości 3 mm mniejsze zaś pozostają w ściekach, o ile więc warunki na to pozwalają mogą wody po przejściu przez nie odpływać wprost do recipienta. Zatrzymana tu zostaje część zanieczyszczeń stałych i część pływających, jest to najniższy stopień odczyszczenia.

Dla zatrzymania tych części służą również piaskowniki, które wskutek zmniejszenia chyżości do około 30 cm na sekundę osadzają zanieczyszczenia toczone po dnie.

Krat i sit używamy też przy stosowaniu dalszych systemów odczyszczenia, dla zatrzymania części grubszych

i wtedy dajemy je o przelocie 50—60 mm. Również przy przepompowywaniu wód brudnych używamy krat i sit, wtedy jednak o przelocie 20 mm.

Wydobywane zanieczyszczenia zatrzymane na kratkach mogą być w stanie suchym n. p. przy tarczach obrotowych gdzie zgarnywane są nad powierzchnią wody specjalnymi ruchomymi szczotkami lub w stanie mokrym, gdzie zostają spłukiwane strumieniem wody do osobnych osadników lub gnilni.

2. Łapacze tłuszczu (rys. 4). Są to albo oddzielne baseny, w których przy pomocy poprzecznych ścian zanurzonych, zostają wszystkie części pływające zatrzymane na powierzchni. Dla lepszego wydzielenia tłuszczu i cięższych smarów a także dla oddzielenia tłuszczu oblepionych na przedmiotach stałych i piasku, stosują przedmuchiwanie tych basenów powietrzem z odpowiednich urządzeń w ich dnie. Przedmuchiwanie to ułatwia smarom i tłuszczom wydostawanie się na powierzchnię.

Przy mniejszych odczyszczalniach zakłada się ścianki zanurzone w samym osadniku i tam powstają powierzchnie, gdzie gromadzą się części pływające i stąd trzeba je od czasu do czasu usuwać ręcznie.

Uzyskane tu zanieczyszczenia są przeważnie tłuszczami i bywają przerabiane na smary — albo spalane względnie zakopywane wraz z uzyskanymi zanieczyszczeniami z krat.

3. Osadniki służą do mechanicznego wydzielenia części stałych i zawieszonych a także pewnych ilości części koloidalnych, które zostają przez poprzednie porwane przy osiadaniu. Wten sposób wydzielone zostają wszystkie zanieczyszczenia zdolne do osiadania. W osadnikach tych przy racjonalnym ich założeniu osadza się więc 100% zanieczyszczeń, które mogą być osadzone.

Działanie tych osadników polega na zmniejszeniu chyżości przepływu wskutek zwiększenia przekroju przepływu. Chyżość w osadniku winna być mniejszą od 50 mm na sekundę. Imhoff podaje, że granica tej chyżości leży nawet powyżej 50 mm sekundowych ale nie zostaje ona nigdy przy obecnych urządzeniach wyzyskaną.

Badania — osadzania się zanieczyszczeń ścieków — w specjalnych do tego celu lejach szklanych wykazują, że po 2 godzinach osiadają wszystkie części mogące osiąść. Ażeby więc osadniki działały 100% muszą posiadać czas przepływu 2 godzinny, jak to widać z krzywej osiadania, inż. Imhoffa (rys. 5).

Często jednak projektują osadniki o przepływie jednogodzinnym jak n. p. prawie wszystkie odczyszczalnie dla pojedynczych budowli (Oms i t. d.).

Przy jednogodzinnym przepływie zostaje jednak wydzielone tylko 95% zanieczyszczeń zdolnych do osiadania.

Zasady te obowiązują przy nowych sposobach odczyszczenia jak studnie Imhoffa i t. d., gdzie zasadą jest utrzymanie ścieków w stanie świeżym t. j. nie gnijącym — przez oddzielenie osadnika od gnilni. Sposób ten nazywają również choć błędnie „świeżowodnym“, gdyż niema on nic wspólnego z wodą świeżą a polega na nie dopuszczeniu do rozkładu zanieczyszczeń.

Inaczej przedstawia się sprawa w dawnych odczyszczalniach, których pierwowzorem jest zwykły dół kloacalny przewalowy. Tutaj bowiem przepływają ścieki wprost przez gnilnię i tu następuje mieszanie ścieków świeżych z wodami gnilni uległymi już rozkładowi. Powoduje to zakażenie odpływów z odczyszczalni bakterjami gnilnymi. Dla możliwie najmniejszego mieszania się tych wód należy czas przepływu zmniejszyć i dlatego czas ten dochodzi tu najwyżej do jednej godziny.

Dla obliczenia osadników przy oddzielnych gnilniach musimy zachować czas przepływu od 1—2 godzin, zależnie od stopnia odczyszczenia, chyżość zaś sekundowa niemoże przekraczać 50 mm. Objętość godzinna ścieków otrzymujemy jako 0,1 objętości ścieków na dobę, przyjętej stosownie do ilości przyłączonych do odczyszczalni mieszkańców i zużycia wody na dobę i głowę, które przeciętnie wynosi 100—



150 litrów, ale które w miastach o dużym przemyśle docho-  
dzi do 600 l i więcej.

Dla obliczenia gnilni wykazują przeprowadzone liczne  
obserwacje, że średnio na głowę i dobę prowadzą ścieki,  
przy użyciu 100—150 l wody na dobę i głowę, zanieczysz-  
czeń 2 l. Z zanieczyszczeń tych tylko 0,9—1 l jest zdolnych  
do osadzenia się. W gnilni objętość tych zanieczyszczeń  
zmniejsza się tak, że wskutek wygnicia wynosi po 2 miesią-  
cach około 0,2 litra.

Przechodząc do poszczególnych typów osadników  
mamy najpierw:

A. Gnilnie przepływowe, w których ścieki  
świeże nie są oddzielone od gnilni i tu należą:

1. Zwyczajne doły przevalowe (rys. 6),
2. doły kloaczne więcej komorowe jak Chambo (rys. 7),
3. odczyszczalnie t. zw. jednopiętrowe (powszechnie  
używane przed wojną) (rys. 8).

Działanie tych urządzeń polega na osadzaniu zanie-  
czyszczeń wskutek zmniejszenia chyżości. Muszą one jednak  
posiadać zapasowe przedziały, aby w czasie czyszczenia  
można je było opróżnić z wody i szlam osiadły wybrać. Osad  
ten zaczyna tam ulegać gniciu — jednak w tym stanie roz-  
kładu zatruwającym powietrze musi być usuwany. O ile  
literatura wykazuje obecnie już urządzeń tych nie projektuje  
się a jedynie istniejące gdzie nie było je za co przebudować,  
są dalej użytkowane.

B. Osadniki oddzielne, utrzymujące ścieki  
w stanie świeżym, nie gniącym.

Do osadników tych należą wszystkie urządzenia, któ-  
rych osadnik jest oddzielony od gnilni a typowymi są:

1. Osadniki kremerowskie (rys. 9), które wymagają  
jednak dużej strąty spadku lub przepompowywania szlamu  
osiadłego — jest tu jednak osadnik zupełnie od gnilni od-  
dzielony, dający więc gwarancję utrzymania ścieków w sta-  
nie nie zmienionym w czasie przepływu.

2. Studnie Imhoffa (rys. 10) ewt. z reiterami inż.  
Schmitta (rys. 11), dziś powszechnie używane i to tak w Eu-  
ropie jak i w Ameryce. Są to dwupiętrowe baseny przedzie-  
lone skośnymi płaszczyznami żelbetowymi, ze szparą w naj-  
niższej części dla przepuszczenia osadu z osadnika t. j. gór-  
nej części basenu do dolnej części, stanowiącej gnilnię.

Płaszczyzny te zachodzą za siebie, ażeby uniemożliwić  
wydostawanie się z gnilni z powrotem do osadnika części  
wypływających i gazów wytwarzających się w gnilni. Płaszc-  
czyzny skośne dla dobrego osuwania się osadu posiadają  
pochylenie w granicach 1 : 1 do 1,5 : 1 szparę zaś od 12—  
25 cm światła.

Jako zarzut podnoszono przeciw studniom Imhoffa,  
że wody osadnika mogą być zakażane za pośrednictwem  
szpary przez wody gnilni. Jednak jak wykazał dr. inż. Rein-  
hart w obszernej pracy z 1930 r. są to płonne zupełnie obawy,  
gdyż wymiana tych wód jest tak minimalna, że nie może  
wpłynąć na jakość wód osadnika. Jeżeli są czasem jakieś za-  
burzenia w działaniu studni to powoduje je błędne dymen-  
sjonowanie, głównie zaś zamała gnilnia.

W najwyższych punktach gnilni umieszczone są uję-  
cia gazu wytwarzającego się tam a składającego się głównie,  
około 80—85%, z metanu o wysokiej, bo do 8.000 kalorii  
wartości cieplnej t. j. blisko 2 razy większej od gazu świetl-  
nego. Reszta wytwarzanego gazu składa się przeważnie  
z kwasu węglowego.

Ponadto gnilnia zaopatrzona jest w rurę żelazną  
o średnicy do 20 cm, która od dna sięga aż ponad teren  
i służy do wypompowywania względnie wypuszczania szlamu  
pod ciśnieniem słupa wody o ile warunki terenowe na to po-  
zwalają.

Wymiary osadnika t. j. górnej części studni Imhoffa  
muszą być tak przyjęte, by woda przebywała w nim od 1 do  
2 godzin, zależnie od stopnia odczyszczania jaki chcemy uzy-  
skać — chyżość zaś przepływu leżała poniżej podanej już  
granicy maksymalnej 50 mm/s.

Wymiary gnilni t. j. dolnej części studni Imhoffa za-  
leżne są od czasokresu, w jakich ma być gnilnia opróżniana,  
poza to od jakości zanieczyszczeń. Przeciętne ścieki miej-  
skie łącznie z wodami fabrycznymi dają 0,9—1 l osadu na  
głowę i dobę. Ilość ta po wygniciu przez przeciąg dwóch  
miesięcy jak podaje dr. inż. Imhoff zmniejsza swą objętość  
z 0,9 na 0,2 l.

Wymiary gnilni przyjmuje się przy uwzględnieniu  
zmniejszenia się objętości szlamu dla średniej temperatury  
ścieków 15 stopni, jaką posiadają ścieki miejskie przeciętnie,  
licząc po 34 l na głowę. Dr. inż. Prüss podaje, że przy sztuc-  
znym podgrzewaniu ścieków do 25 stopni objętość gnilni  
wystarcza o pojemności 23 l na głowę, zaś przy podgrze-  
waniu i równoczesnym mieszaniu szlamu redukuje się ta ob-  
jętość na 15 l na głowę.

Również objętość uzyskanego gazu rośnie z 8—10 li-  
trów dla gnilni nieogrzewanej na 15 l przy podgrzaniu i na  
20 l przy mieszaniu i podgrzewaniu licząc na głowę i dobę.  
Gaz uzyskany może być użyty do oświetlenia, podgrzewania  
szlamu i popędu motoru w samej odczyszczalni — nadmiar  
zaś sprzedany czy to gazowni czy innemu odbiorcy. Zapo-  
trzebowanie dla celów własnych wynosi przy większych od-  
czyszczalniach około 40% uzyskanego gazu.

Szlam wygnity jest bezwoną czarną cieczą, mazistą,  
zostaje on wysuszony na suszniach, które są rodzajem fil-  
trów piaskowych (rys. 12). Po wyschnięciu przybiera szlam  
wygląd czarnoziemiu ogrodowego, posiada jednak bardzo  
duże wartości nawozowe i w tej formie może być łatwo sprze-  
dany.

Susznie szlamu posiadają w przekroju poprzecznym  
dno pochylone ku środkowi, gdzie jest umieszczony dren od-  
prowadzający wody wyciekające ze szlamu. Nad drenem  
jest warstwa żwiru, nad nią piasku — o łącznej grubości  
około 30 cm, nad którą napuszcza się warstwę szlamu wy-  
gnitego też o grubości około 30 cm i który tam wysycha,  
zmniejszając swoją objętość do połowy.

Wymiary suszni wyznacza się tak, by pomieściła szlam  
wygnity z okresu, na który przyjęto gnilnię.

C. Osadniki oddzielne płaskie (system  
Dorr it. d.) (rys. 13), gdzie osad świeży musi być stale prze-  
pompowywany do zupełnie oddzielnych gnilni.

W ostatnich latach były systemy te bardzo reklamow-  
wane przez różne fabryki maszyn, które uzyskały na nie  
patenty. Było to w interesie tych fabryk, gdyż odczyszczal-  
nie te muszą być uzbrojone w urządzenia maszynowe jak  
pompy, mechanizmy do zgarnywania szlamu do studni,  
z których zostaje on przepompowywany i t. d.

Ostatnie jednak publikacje wykazują wyższość studzien  
Imhoffa, gdzie mimo większej głębokości całego urządzenia  
i większych wskutek tego kosztów budowy jednak odczyszcza-  
nie samo odbywa się samoczynnie a przez brak urządzeń  
maszynowych w sumie jest jednak tańsze w budowie, a prze-  
dewszystkiem w utrzymaniu ruchu, który nie wymaga prze-  
pompowywania i zgarnywania maszynowego szlamu w osa-  
dnikach.

To byłyby typowe mechaniczne systemy odczyszczania  
ścieków dające przy dobrych przyjęciach 100% odczyszcze-  
nie z części zdolnych do osiadania, jak to zresztą wykazuje  
wykres dr. inż. Prüssa (rys. 14).

Pozostają jednak w odpływach zanieczyszczenia w for-  
mie koloidalnej i rozpuszczonej, które stanowią około po-  
łowy wszystkich zanieczyszczeń, jakie ścieki prowadzą,  
a które zawierają znaczne ilości części organicznych ule-  
gających gniciu.

Dla wydzielenia tych zanieczyszczeń służy odczyszcza-  
nie biologiczne polegające na drobno-ustrojach, które dla  
utrzymania swego życia i rozwoju pochłaniają i minerali-  
zują zanieczyszczenia. Drobnoustroje te, które przy nawie-  
trzeniu ścieków tworzą t. zw. „szlam czynny“, pochłaniają  
części koloidalne a także częściowo rozpuszczone poza to  
zaś niszczą bakterie chorobotwórcze.



Jak podaje dr. inż. Bach może szlam czynny pochłaniać nie tylko bakterje chorobotwórcze ale nawet kwas karbolowy i krezol ze ścieków koksowni, jeżeli się szlam ten odpowiednio jak on określa „wytrenuje“, ważne jest to ze względu na podane już poprzednio niszczące smak mięsa ryb własności tych składników, które to ryby stają się nie do użycia.

Przy najlepszych sposobach odcyszczania biologicznego można mówić o 100% odczyszczeniu całkowitych zanieczyszczeń szkodliwych ścieków. Odcyszczanie biologiczne wymaga jednak zawsze poprzedniego odczyszczenia mechanicznego ścieków. Ważnym jest przy tem, by ścieki w stanie świeżym dochodziły do odczyszczalni biologicznej — gdyż wody zawierające już bakterje gnilne utrudniają ich działalność.

Dlatego w miastach, posiadających odczyszczalnie — względnie dla których się je projektuje, muszą być zniesione wszelkie doły kloaczne przewalowe, namulniki w szybach rewizyjnych i wszelkie miejsca, gdzie może powstawać gnicie.

Najkorzystniejszym dla odczyszczalni jest system kanalizacji rozdzielczej — gdyż wtedy pracują one bez wstrząsów wywoływanych przepływem wód deszczowych.

Odcyszczanie biologiczne ścieków spełniają drobnoustroje t. zw. „aeroby“, które muszą mieć dostęp tlenu dla swego rozwoju, zaś wygnicie szlamu w gnilniach powodują bakterje beztlenowe t. zw. „anaeroby“.

Dla rozwoju tych bakterji, aerobów, musi się doprowadzić ścieki do styczności z powietrzem, a temsamem tlenem — tak jak w studniach Imhoffa szlam jest zupełnie odseparowany od dostępu powietrza i tlenu.

Odcyszczania biologicznego mamy bardzo wiele systemów i jeszcze wciąż powstają nowe. Podzielić je możemy jednak na dwie grupy a to:

1. gdzie ścieki przeprowadzamy przez powietrze,
2. gdzie powietrze przetłaczamy przez ścieki.

Ostatnio powszechnie używanym jest sposób drugi t. j. nawietrzania ścieków a to ze względu na znacznie mniejsze potrzebne do tego urządzenia i na zupełną bezwonną przy tych urządzeniach oraz na mniejsze koszta budowy i popędu.

Przechodząc do opisu tych urządzeń mamy:

II. Odcyszczanie biologiczne, polegające na zetknięciu się ścieków z tlenem z powietrza i wskutek tego rozwoju drobnoustrojów, które mineralizują zanieczyszczenia organiczne — mamy tu jak już podano:

a) odcyszczanie biologiczne, gdzie ścieki przeprowadza się przez powietrze i tu należą:

1. n a w a d n i a n i e i z r a s z a n i e p ó ł (irrygacja), polegające na nawadnianiu przepuszczalnych terenów albo przez zalewanie albo przez zraszanie w formie deszczu za pomocą odpowiednich rurociągów i rozpryskiwaczy.

Jest to sposób o wysokiej wartości odcyszczania — jednak bardzo kosztowny, gdyż wymaga zakupna przestrzeni równających się w przybliżeniu powierzchni miasta, które muszą być wyplantowane i podzielone rowami doprowadzającymi i odprowadzającymi ścieki, wymaga on też bardzo długich kolektorów, muszą bowiem leżeć w znacznych odległościach od miasta tak ze względu na cenę gruntu jak i co ważniejsze na odór, który tam powstaje i plagę much. Dla przykładu biorąc Kraków, który ma około 48 km powierzchni musiałby na ten cel zakupić blisko 10 tysięcy morgów gruntu.

Pola takie dają daleko lepsze plony rolne ale mimo to dochód z gospodarstwa nie wystarcza na oprocentowanie włożonego kapitału — nie wliczając kosztów samej produkcji rolnej.

Z tych też powodów miasta, które posiadają pola irygacyjne przystępują obecnie do budowy odczyszczalni ze szlamem czynnym czego przykładem jest Berlin, posiadający 11 tysięcy ha pól zalewowych, które obecnie kasuje.

2. Z ł o ż a z a l e w o w e (rys. 15), są to złoża koksowe w formie przyzm, które zostają zalane ściekami, następnie zaś

po osadzeniu się nieczystości zostaje woda z nich wypuszczona — a osiadłe na koksie nieczystości — przy dostępie powietrza zostają przez drobnoustroje zmineralizowane.

Objętość tych złóż jest jednak wielka, gdyż musi wynosić 2,6 objętości ścieków z doby. Muszą tu być jedne przedziały, które się napełniają i drugie, które się wietrzą. Wytwarza się przy tem odór, który zatruwa powietrze w całej okolicy i powodują one plagę much. Dziś są też one kasowane i zastępowane urządzeniami nowoczesnymi.

3. Z ł o ż a o k s y d a c y j n e (rys. 16) są to takie same złoża jak poprzednie tylko leżące nad powierzchnią terenu dla lepszego dostępu powietrza. Bardzo często budują błędnie złoża te pod terenem, umieszczone w rodzaju piwnic, gdzie działać one nie mogą z powodu braku dostatecznej ilości powietrza i są tylko siedliskiem gnicia i odoru. (Tak umieszcza zwykle Oms).

Ścieki doprowadza się na powierzchnię złóż możliwie w formie kroplistej, przy pomocy różnych urządzeń stałych i ruchomych, do tego służących. Ścieki przeciekając osadzają zanieczyszczenia na powierzchni koks, wytwarzając rodzaj błony śluzowej z drobnoustroji, które pochłaniają i mineralizują zanieczyszczenia.

Złoża te winny mieć wysokość 1,5 do 2 m a objętość 1,3 objętości ścieków z doby. Objętość ta wystarcza, gdyż niema tu napełniania i opróżniania, jak przy złożach zalewowych — lecz ścieki stale przez złoża te przeciekają.

Złoża oksydacyjne posiadają wady poprzednich t. j. odór i plagę much.

Obecnie dla zwiększenia ich wydajności zostają istniejące złoża zaopatrzone w urządzenia do nawietrzania sprężonym powietrzem ale zasadniczo są one już kasowane.

4. S t a w y r y b n e, do których wpuszczamy ścieki mechanicznie już odczyszczone i najmniej trzykrotnie rozcieńczone czystą wodą rzeczną. Stawy te służą jako dobre odczyszczalnie biologiczne czerpiąc tlen z wody świeżej a przede wszystkim z dużej swej powierzchni.

Zanieczyszczeń, osiadających wpuszczać do stawu nie można, gdyż gromadząc się na dnie będą tam ulegać gniciu i zatruwać całą wodę w stawie uniemożliwiając życie ryb.

Potrzebna powierzchnia stawu wynosi 1 ha na około 2 tysiące przyłączonych do odczyszczalni mieszkańców a głębokość stawu zakłada się od 0,3 do 1 m.

Można je stosować na gruntach nieprzepuszczalnych, posiadających odpowiednie warunki wysokościowe i dostateczną ilość wody rzecznej do rozcieńczania ścieków.

5. P r z e j ś c i o w e m i d o n a s t ę p n e j g r u p y o d c z y s z c z a n i a b i o l o g i c z n e g o są odczyszczalnie ze szlamem czynnym jak: nurniki essenkie (rys. 17), mięszadła Hawortha (rys. 18), wirówki Boltona (rys. 19), mięszadła Lejnera (rys. 20) i t. d., gdzie ścieki zostają przerzucane przez powietrze ale gdzie równocześnie i powietrze zostaje wtłoczone do ścieków. Dlatego są one przejściowymi pomiędzy pierwszą grupą, gdzie ścieki przeprowadzamy przez powietrze i drugą grupą, gdzie powietrze przetłaczamy przez ścieki.

b) Odcyszczanie biologiczne ze szlamem czynnym, gdzie powietrze przetłaczamy przez ścieki, tutaj typowymi są:

1. S y s t e m H u r d a (rys. 21), przy którym ścieki wpuszczamy do basenu o przekroju kwadratowym o głębokości 3—5 m i gdzie w dnie są odpowiednie kanaliki nakryte płytami zwanymi „filtrosami“, przez które wtłacza się do ścieków powietrze przy pomocy kompresorów. Powietrze to przedostając się przez filtry w formie drobnych baniek i płynąc do góry powoduje ruch obrotowy ścieków w basenie tak, że coraz to nowe partje ścieków są nawietrzane.

2. S y s t e m I m h o f f a (rys. 22) basen i sposób nawietrzania analogiczny do systemu Hurda, dołączone są tu jednak mięszadła mechaniczne w formie ramek drewnianych osadzonych na wale biegnącym wzdłuż basenu. Całe to urządzenie leży pod powierzchnią wody. Waż ten wprawiony w ruch powoduje ruch obrotowy ścieków przeciwny

do kierunku nawietrzania, wywołując tem lepsze zetknięcie wszystkich cząstek ścieków z włączaniem powietrzem.

Jest to najdoskonalszy sposób nawietrzania a tem samem oczyszczania biologicznego.

3. System inż. Kremera (rys. 23) polega na wprowadzeniu powietrza do żelaznych cylindrów pionowych w środku basenu umieszczonych a zakończonych do góry odbojnicami w kształcie parasoli, które kierują ruch wody wydobywającej się z cylindra wskutek prądu powietrza — tak, że powstaje w basenie stały obrót i nawietrzanie całej zawartości ścieków.

Jest to bardzo praktyczny sposób szczególnie dla mniejszych oczyszczalni, gdyż wskutek swojej prostoty nie wymaga dużej i kwalifikowanej obsługi.

Do nawietrzania wystarczają tutaj zwykłe wentylatory gdyż powietrze wprowadza się około 0,8 do 1 m pod powierzchnią.

We wszystkich powyższych systemach wytwarza się szlam czynny, który pochłania i mineralizuje zanieczyszczenia ścieków. Szlam czynny w formie kłaczkowatych zawieszin koloru brązowego, dostaje się z basenu dla wytwarzania go do zbiornika szlamu czynnego, gdzie szybko osiada na dnie (rys. 24).

Przez ciągłość wytwarzania się szlamu czynnego otrzymujemy jego nadmiar, który dawniej sprawiał dużo kłopotu, gdyż wysycha on bardzo wolno obecnie jednak wpuszcza się go do gnilni, gdzie wygniwa wspólnie z szlamiem osiadłym i w ten sposób zostaje usunięty.

Szlam czynny osiadły w zbiorniku zostaje przepompowywany częściowo z powrotem do zbiornika dla wytwarzania szlamu czynnego, ażeby przyspieszyć tam proces oczyszczania ścieków, część zaś jako nadmiar zostaje przepompowywana do dopływu studni Imhoffa i tam przez osadnik dostaje się do gnilni, gdzie wygniwa łącznie ze szlamiem świeżym. Szlam czynny posiada tę własność, że przyspiesza proces wygniwania szlamu świeżego w gnilni.

Wymiary basenu do wytwarzania szlamu czynnego zależnie od systemu muszą mieć pojemność 3—15 godzinowego przepływu ścieków.

Systemy o przeprowadzaniu ścieków przez powietrze jak Boltona, Hawortha i t. d. wymagają basenów dla dłuższego czasu przepływu.

Ilość potrzebnego do nawietrzania ścieków powietrza wynosi od 1—10 m<sup>3</sup> powietrza na 1 m<sup>3</sup> ścieków.

Systemy, przy których włączane powietrze ma też wywoływać ruch obrotowy ścieków n. p. Hurda, muszą zużywać więcej powietrza, niż systemy, gdzie obrót ścieków wywołujemy urządzeniami mechanicznymi jak u Imhoffa i gdzie wystarcza 1 m<sup>3</sup> powietrza na 1 m<sup>3</sup> ścieków.

Objętość zbiornika szlamu czynnego przyjmuje się na 1 godzinny przepływ ścieków a kształt jego jest lejowaty w górnej części z cylindrem betonowym w pośrodku, do którego wprowadzamy ścieki a te muszą wykonać najpierw drogę ku dołowi pod krawędź tego cylindra a następnie do góry przestrzenią między cylindrem a ścianami zbiornika. Po szybkim osadzeniu się szlamu czynnego na dnie tego zbiornika woda zupełnie oczyszczona spływa do okalających zbiornik szlamu rynien i niemi do odpływu.

Woda tak oczyszczona jest zupełnie klarowna, przejrzysta, bez zanieczyszczeń ulegających gniciu i bez bakterij chorobotwórczych.

Jest ona tak czysta, że jak przedstawia 1-sza zaraz ilustracja w opisie oczyszczalni amerykańskiej inż. Miedera, robotnicy zajęci na oczyszczalni używają jej do picia.

Do tej grupy należy jeszcze oczyszczanie za pomocą t. zw. ciał zanurzonych (rys. 25), złożonych zwykle z łąt drewnianych umieszczonych w osadniku lub osobnym basenie i nawietrzanych od dołu sprężonym powietrzem. Na łątach tych wskutek działania powietrza wytwarza się szlam czynny.

System ten daje tylko około 73% oczyszczania, koszt zaś ruchu równa się prawie kosztowi przy basenach do wy-

tworzania szlamu czynnego, gdzie uzyskujemy 100% oczyszczenia.

System ten używany bywa często jako pierwszy stopień oczyszczania biologicznego dla wód o silnym zanieczyszczeniu. Wody w tym wypadku przechodzą następnie do drugiego basenu z ciałami zanurzonemi albo do basenu szlamu czynnego.

III. Odczyszczenie chemiczne, stanowi osobny dział i polega dziś głównie a nawet prawie wyłącznie na chlorowaniu ścieków i pozbawianiu ich w ten sposób zdolności rozkładu. Ilość chloru doprowadzoną do ścieków regulujemy stosownie do tego czy chcemy tylko na pewien czas ochronić ścieki przed rozkładem czy też uczynić je nieszkodliwymi. Obecnie używa się chloru jako gazu sprowadzanego w butlach żelaznych jednak ze względu na wysoką jego cenę szczególnie u nas — sposób ten nie rozpowszechnia się.

Ważnem tu jest też, że zanieczyszczenia muszą być dostatecznie rozdrobnione, ażeby chlor miał dostęp do każdej cząstki zanieczyszczeń, co też utrudnia używanie tego sposobu.

Zaletą natomiast jest tu mały wkład inwestycyjny oraz możliwość szybkiego zmontowania i uruchomienia, co może mieć znaczenie w razie n. p. wybuchu jakiejś epidemii.

Dawniej dość rozpowszechnione szczególnie w Anglii oczyszczania przy pomocy środków strącających zanieczyszczenia ze ścieków wskutek nie dostatecznego ich działania i znacznych stałych środków na te środki zostało już ogólnie zaniechane a pozostałe po nich urządzenia działają dalej jako zwykłe osadniki albo zostały przebudowane.

To byłyby wszystkie dane dla oczyszczania wód brudnych i wszystkie typy oczyszczalni.

Odmian jest jednak bardzo dużo, gdyż przez drobne tylko zmiany uzyskują różne firmy coraz to nowe patenty, dają się one jednak podciągnąć pod dane systemy.

Szczególnie odnosi się to do oczyszczalni dla pojedynczych budowli, gdzie świeżo wydana w 1931 r. praca dr. inż. W. Teschnera podaje 83 rysunki różnych patentów.

Zasadniczo jednak stosowanie tych patentowanych sposobów prowadzi tylko o tyle do celu o ile założenia przyjęte przy ich projektowaniu odpowiadają danemu wypadkowi.

Ważnem jeszcze obecnie wskutek dużego wzrostu automobilizmu jest niedopuszczanie do sieci kanałowej smarów a przede wszystkim benzyny, która dostaje się do ścieków czy to wskutek nieszczelności zbiorników czy też rozlania przy napełnianiu lub użyta do mycia motoru. Benzyna ta parując wskutek ciepła ze sieci kanałowej wytwarza mieszaninę wybuchową, która spowodowała już wielkie katastrofy n. p. niedawno w Anglii. W Warszawie zeszłoroczny wybuch też był prawdopodobnie spowodowany gazami benzyny.

Do wychwytywania benzyny służą specjalne zbiorniki — zwykle żelazne z pływakami, gdzie gromadząca się benzyna powoduje zamknięcie odpływów i zmusza dozorcę gąrazu do jej wyczerpania.

Jeszcze odnośnie do wód fabrycznych i przemysłowych podaje literatura, że gdzie to tylko możliwe należy je mieszać ze ściekami miejskimi, gdyż wtedy dają się łącznie łatwiej odczyścić.

Z wód tych należy wydzielić o ile one zawierają części szkodliwe i trujące. Również wód dość czystych jak wody z chłodzenia i t. d. nienależy puszczać na oczyszczalnię.

Gdy ścieki fabryczne muszą być traktowane same dla siebie oddzielnie mogą one zawierać głównie zanieczyszczenia mineralne i tu wystarcza dokładne ich wydzielenie przy pomocy osadników albo są to ścieki o zanieczyszczeniu przeważnie organicznym i wtedy należy stosować sposoby dla wód miejskich — łącznie z oczyszczaniem biologicznym.

Może tu czasem zachodzić potrzeba wydzielenia zanieczyszczeń nie ze względu na ich szkodliwość dla recipienta ale dla samej wartości tych zanieczyszczeń.



Jako przykład mogą służyć odczyszczalnie, które wyłapują miążwę węglową unoszoną ściekami z kopalni, w których dla sortowania i czyszczenia węgla używa się wody.

Również w Krakowie istnieje taka odcyszczalnia w fabryce dachówek asbestowych na Zabłociu, gdzie z odpływów wyłapuje się przez osadzanie unoszony ściekami asbest, który zostaje zużyty do produkcji.

Zasadniczo jednak traktowanie samych wód fabrycznych i przemysłowych następuje zwykle dużo trudniej i dlatego tak Imhoff, jak Prüss, Bach i t. d. zgodnie stwierdzają, że najlepiej wody te zmieszane ze ściekami miejskimi wspólnie odczyszczają.

W literaturze polskiej brak jeszcze zupełnie dzieł trak-

tujących wyczerpująco o odcyszczaniu wód brudnych, a te, które dotąd wydano są albo opisowo historyczne albo traktujące o jakimś dziale specjalnie.

Obecnie o ile mi wiadomo drukuje się podręcznik inż. Stefana Szemplińskiego, byłego naczelnika kanalizacji miasta Krakowa, obejmujący całość odcyszczania wód brudnych, będzie to wielką zasługą, gdyż da obraz całokształtu dzisiejszego odcyszczania wód brudnych, jakiego nawet literatura niemiecka nie posiada.

Przypuszczać należy, że wobec aktualności sprawy ukazać się i dalsze prace podające już może i wyniki z naszych choć nielicznych odcyszczalni.

Jan Kozieł, stud. Polit.

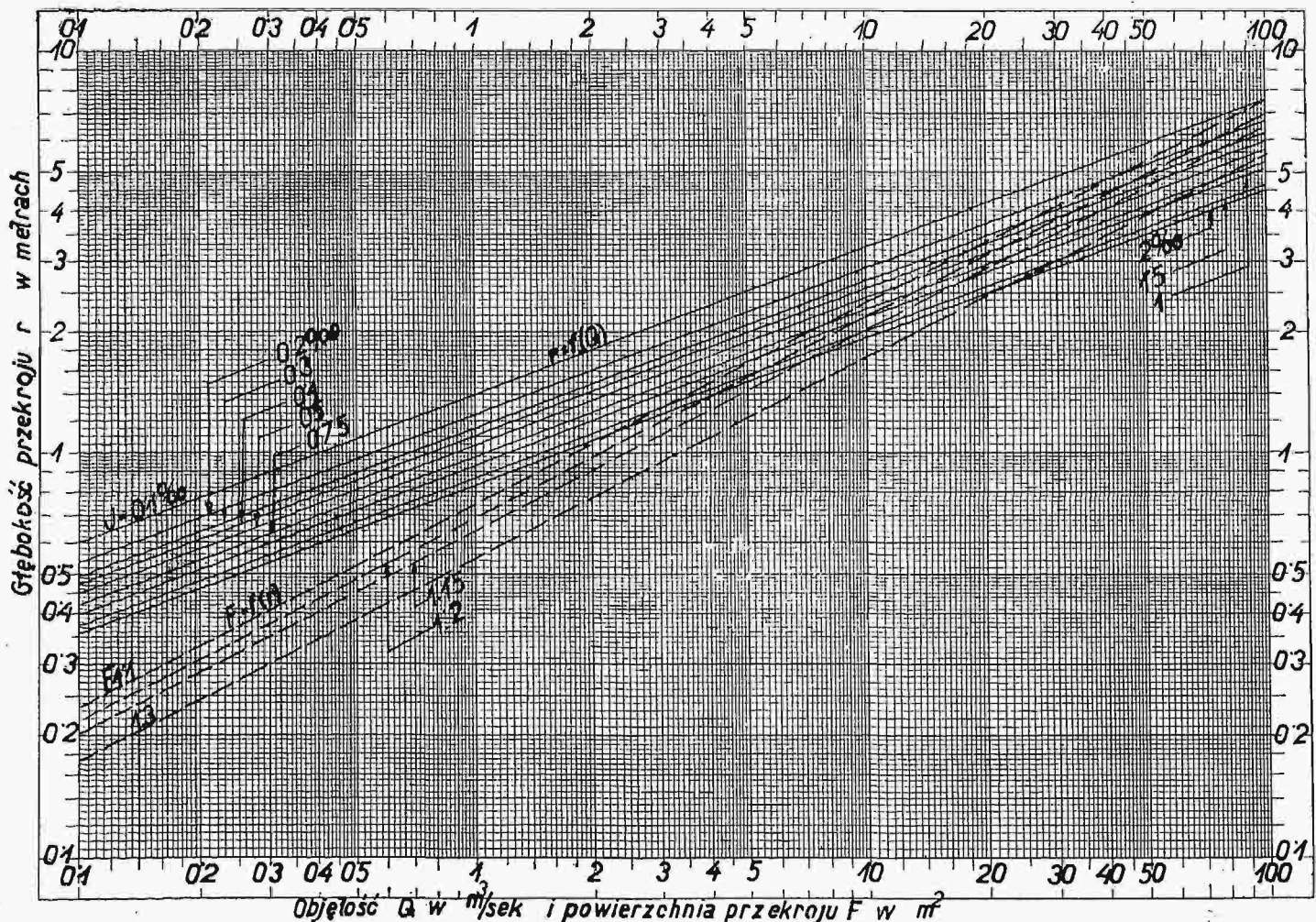
## Nomogram do obliczania wymiarów kanałów ziemnych według wzoru Prof. M. Matakiewicza.

W nr. 17 *Czasopisma Technicznego* z r. 1929, w artykule: „Wyznaczenie objętości przepływu wody w łożyskach rzecznych i kanałowych, według wzoru prof. M. Matakiewicza, z zastosowaniem tablic rachunkowych i wy-

Matakiewicza dla kanałów ziemnych  $x=35.4 \cdot J^{0.483} \cdot R^{0.7}$ , jak przy rurach do obliczenia ich średnicy, otrzymamy wzór do obliczenia promienia przekroju kołowego kanału, a tem samem głębokość, stycznego do tegoż, najkorzystniej-

### Nomogram do obliczenia wymiarów kanałów ziemnych według wzoru Matakiewicza

$$v = 35.4 J^{0.483} R^{0.7} \quad r = 0.27 \sqrt[2.7]{\frac{Q}{J^{0.483}}}$$



kreślonych<sup>4</sup>, podaje inż. M. Mazur wykresy, które znakomicie ułatwiają obliczenia z budownictwa wodnego. Stosując powyższe nomogramy odczułem pewne niedogodności tychże w zastosowaniu do obliczenia wymiarów kanałów ziemnych, zwłaszcza dla zakładów o sile wodnej.

Stosując podobne przekształcenie wzoru prof. M.

szego hydraulicznie przekroju trapezowego w zależności od objętości wody,  $r = 0.27 \sqrt[2.7]{\frac{Q}{J^{0.483}}}$ . Zarazem otrzymujemy podwójny promień hydrauliczny, ponieważ  $R = \frac{r}{2}$ . Mając dane nachylenie skarb kanału, otrzymujemy z tego



samego nomogramu powierzchni przekroju dla danej głębokości.

Z wzoru  $\frac{Q}{F} = v$ , obliczamy szybkość i kontrolujemy,

czy nie jest ona za wielką. Dla ułatwienia przytaczam dane, które przyjmujemy przy projektowaniu kanałów dla zakładów o sile wodnej.

Literatura: Prof. Dr. inż. St. Bryła: „Podręcznik inżynierski“, Ing. J. Hallinger: „Beitrag zu den Vorarbeiten für Wasserkraftausnutzung Wasserkraft Jahrbuch 1925–26. Holl-Glunk: „Berechnen und Entwerfen von Turbinen und Wasserkraftanlagen“ 1927.

#### Kanały ziemne.

Prędkość: 0.5–1.0–1.25 m/sek, normalnie, ze względu na lód i osadzanie namułu 0.8–1.25 m/sek.

Spadek dna: 1.5–2.0 razy większy od spadku zwierciadła.

Spadek zwierciadła: Przy większych objętościach (ponad 10 m<sup>3</sup>/sek) 0.25–0.025‰, a tylko przy objętościach do 10 m<sup>3</sup>/sek, od 0.5–1.0‰.

Głębokość: Od 0.6 m ze względu na zamarzanie do 4.0 m. Przy objętościach około 500 m<sup>3</sup>/sek.

Szerokość: Według Kuttera  $n=0.025$ ,  $m=1.5$ .

Przykład: Dane  $Q = 10$  m<sup>3</sup>/sek, nachylenie skarp 1:1.5. Przyjmujemy spadek 0.4‰. Z nomogramu odczytujemy głębokość przekroju 2.60 m. Dla głębokości 2.60 m i nachylenia skarp 1:1.5,  $F$  przekroju 14 m<sup>2</sup>.

Szerokość zwierciadła:  $2.484 \sqrt{F} = 2.484 \sqrt{14} = 9.5$  m.

Szerokość dna:  $0.417 \sqrt{F} = 0.417 \sqrt{14} = 1.6$  m.

Rodzaj gruntu	Nachylenie skarp	Kąt	b <sup>1)</sup> Szerokość zwierciadła	b <sub>1</sub> <sup>1)</sup> Szerokość dna	r <sup>1)</sup> Głębokość przekroju	F <sup>1)</sup> Powierzchnia
Glina i il.	1:1.0	45°	2.091 $\sqrt{F}$	0.621 $\sqrt{F}$	0.740 $\sqrt{F}$	$\frac{r^2}{0.548}$
Grunt glin-kowaty, torf	1:1.5	33° 41'	2.484 $\sqrt{F}$	0.417 $\sqrt{F}$	0.689 $\sqrt{F}$	$\frac{r^2}{0.473}$
Piasek . .	1:2.0	26° 34'	2.844 $\sqrt{F}$	0.300 $\sqrt{F}$	0.636 $\sqrt{F}$	$\frac{r^3}{0.405}$
Piasek sypki	1:3.0	18° 26'	3.465 $\sqrt{F}$	0.178 $\sqrt{F}$	0.548 $\sqrt{F}$	$\frac{r^2}{0.300}$

Jak z powyższego przykładu widać, otrzymujemy dane orientacyjne, które zależnie od warunków miejscowych modyfikujemy. Zależnie od rodzaju zakładu a zwłaszcza przy spadach niskich i wielkich ilościach wody, powinno się przeliczyć koszt 1 cm spadku — koszt zakładu spad/ w cm, ażeby zorientować się co do przyjęcia dopuszczalnej straty spadku całkowitego, a tem samem przyjęcia spadku jednostkowego. Sprawność — spad netto/ spad brutto dochodzi do 95% (Hallinger).

Do dalszego dokładniejszego obliczenia wymiarów kanału nadają się szczególnie tablice: Patt, Tabellen zur Ermittlung der Wassergeschwindigkeiten und der Wassermengen. Hannover 1911.

<sup>1)</sup> Odnosi się do przekrojów hydraulicznie najkorzystniejszych.

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Koleje.

— **Krzywizny torów.** Przeważna część linii kolejowych Europy była budowana w drugiej połowie ubiegłego wieku, kiedy nieprzewidywano dzisiejszych szybkości jazdy pociągów, to też w licznych urządzeniach, a w szczególności w prowadzeniu trasy torów liczone się nadto względami, które dyktował kapitał zakładowy.

Do takich bolączek, które obecnie dotkliwie dają się nam we znaki, należy n. p. zbyt obfite szafowanie swojego czasu przejazdami w wysokości szyn i stosowanie zbyt ostrych łuków. Gdy pierwszą bolączką da się powolnie usuwać wielkimi wkładami pieniędzy, druga jest bardziej dotkliwa, gdyż pociąga za sobą potrzebę przełożenia torów i olbrzymich połączeń podtorza, razem z mostami i urządzeniami technicznymi.

Der *Bahnbau* (zeszyt 46 z 16. XI. 1930) podaje, że na liniach głównych państwa niemieckiego 31% torów bieżących znajduje się w łukach, z czego 10% przypada na łuki o promieniu 1000 do 500 m, a w dalszych 10% o promieniu poniżej 500 m. Na liniach głównych zachodzą się nawet kontr-łuki w krzywiznach 300 do 400 m. Praktyka poucza nas jednak, że przy łukach poniżej 700 m promienia szybkość jazdy musi być znacznie zredukowana i to nie tylko ze względu na bezpieczeństwo ruchu, ale i ze względu na żądania podróżnych, jadących w wozach restauracyjnych i sypialnych, których niepokoi przejazd przechyłką torów.

W Niemczech zaraz po wojnie zwrócono na tę sprawę baczniejszą uwagę, by dostosować się bardziej do dzisiejszych wymogów tak co do szybkości jak i spokojnej jazdy. Drużyny robocze, bez względu na nowe urządzenia mechaniczne przy utrzymaniu nawierzchni, znacznie wzmocniono. Dzisiaj w okresie letnim pracuje tam przy nawierzchni 150.000 robotników, z tego 80,000 sezonowych. Przed przeprowadzeniem wymiany ciągłej bada się i studjuje, jakie udoskonalenia w przeprowadzeniu trasy da się przeprowadzić, by usunąć dawne niesławne błędy. Dotąd takie udoskonalenia na większą skalę przeprowadzono na 200 miejscach, ale wiele jeszcze wody upłynie zanim usunie się dawne grzechy.

— **O statycznych i dynamicznych wpływach pojazdów na tory** powinno się pouczyć nie tylko technicznych pracowników kolejowych, ale i nietechniczny personel powinien posiadać głębszy pogląd na te sprawy, by wiedział, dlaczego nie wszystkie kategorie pojazdów t. j. parowozów i wagonów mogą być używane na różnorodnych szlakach kolejowych i że decydują tu nie tylko względy gospodarcze, ale i techniczne. Niezaprzeczenie ogół pracowników kolejowych tak u nas, jak i w innych państwach posiada w tym kierunku skąpe wiadomości, co spowodowało bardzo grube błędy i wielkie szkody. (*Der Bahnbau* Nr. 45 z 9. XI. 1930).

— **Pociągi towarowe o wadze 17.000 ton.** Kolej Great-Northern podwyższyła ciężar pociągów, wywożących rudę z okręgu Mesabi do portu południowego na jeziorze Górnem, odległego o 170 km, do 13.578 ton, gdy w r. 1920 ciężar tych pociągów sięgał zaledwie 7255 ton. Pociągi te składają się obecnie ze 169 wagonów, czyli 676 osi. Stosunek ciężaru użytecznego do ciężaru brutto wynosi obecnie 80%, gdy dawniej 74%. Ciężar netto wagonu wynosi 18.7 ton; używane są do tych pociągów parowozy Malleta o ciężarze roboczym bez tendra 205 ton. Szlak jest prawie prostoliniowy, jednostronny i ruch na nim odbywa się w jednym kierunku, gdyż do ruchu powrotnego służy tor objazdowy. Tendry sześciosiowe są o pojemności 81.5 t wody i 24 t węgla, ważą z ładunkiem po 166 ton.

Szczególne znaczenie przywiązuje się do tego, by pociągi te zatrzymywały się na odcinku tylko raz jeden bez obsługi stacyjnej i telegraficznej. (*„Railway Gaz.“* 1930, str. 607 i 1522. *„Przegląd Techniczny“* 46/1930 str. 913).

Inż. A. W. Krüger.

### Drogi.

— **Nowe metody badań materiałów drogowych** omawia Inż. W. Janisch w Nr. 1 *Das Strassenwesen* z r. 1931.

Jest to wykład wygłoszony na V austr. Zjeździe drogowym w Klagenfurcie, w którym autor porusza szereg nowych problemów związanych z badaniem materiałów bitumicznych, oraz gotowych nawierzchni maziowych i asfaltowych.

W pierwszym rzędzie konstatuje, iż odnośnie do badań

fizykalnych ograniczono się dotychczas do podawania pewnych własności tylko przy jednej temperaturze. Jednakże w ten sposób nie osiąga się żadnej świadomości co do zachowania się materiału przy zmianie temperatury. Z tego powodu obecnie przechodzi się na badanie poszczególnych momentów przy rozmaitych temperaturach, wykreślając krzywe przebiegu przenikliwości, ciągłości z uwzględnieniem temperatury, przy czym płaski przebieg krzywych świadczy o mniejszej wrażliwości materiału na badany moment. O wrażliwości na wpływ temperatury daje pewien pogląd, termometryczny odstęp pomiędzy punktem krzepnięcia a kroplenia. Niestety dotychczas ustalenie pierwszego z nich, czy to metodą paznogcia czy też metodą Church'a, była bardzo subiektywna i wskutek tego niepewne. Obecnie umożliwione to jest metodą i aparatem Hoepfner-Metzgera\*) przy których otrzymuje się daty obiektywne.

Badanie lepkości (wiskozy) uskutecznił dotychczas aparatem Lungego, Hutchinsora, Englera względnie Rüttgersa. Obecnie przyjmuje się coraz szerzej badanie konsistometrem wedle metody angielskiej, przy której miarą porównawczą jest czas wypływu materiału przy pewnej stałej temperaturze (30°C). Korzyści tej metody leżą w małych ilościach próbek (np. Hutchinson 2 l, konsistometer 125 cm<sup>3</sup>) i w możliwości utrzymania, właśnie z tego powodu odpowiedniej, stałej temperatury w czasie badania.

Badania chemiczne ukształtują się trudniej niż fizyczne. Autor zwraca uwagę na nowoczesne badania odnoszące się do zawartości parafiny i podnosi występujące tu trudności przy zastosowaniu metody Marcussona'a. W końcu podnosi autor, iż badania poszczególnych materiałów bitumicznych nie dają jeszcze obrazu o własnościach ich w nawierzchni w związku z materiałami mineralnymi. Z tego powodu okazuje się konieczność bardzo trudnych laboratoryjnych badań gotowych nawierzchni. Artykuł kończy się opisem odpowiedniej ku temu celowi aparatury w instytucie prof. Suida na wiedeńskiej Politechnice.

E. B.

## RECENZJE I KRYTYKI.

„Pomniki bojowników o niepodległość 1794—1863”.  
Warszawa 1929. Wydawnictwo Ministerstwa Robót Publicznych.

Półtorawiekowa niewola rozdartej Polski i ustawiczne krwawe boje o odzyskanie swobody, zasiały mnogimi tysiącami mogił i kurhanów prastare ziemice Piastów i Jagiellonów, a w głębi cmentarzysk drzemią liczne zastępy wielkich bohaterów oręza i męczenników szczytnej idei. Nierychło znajdzie się naród, który tyle wycierpiał, tyle cennej krwi przelał, tyle zliczył ofiar na kartach dziejów niewoli, co wskrzeszona obecnie Polska.

Nam, którzy patrzymy na jej zmartwychwstanie, którzy współdziałamy przy odbudowie potężnego Państwa, smaganego do niedawna srogą wicherą, przypada w udziale święty obowiązek uznania i wdzięczności dla tych naszych dziadów i ojców, którzy cierpieniem wśród kazamat więziennych, tułaczką po dalekich obszarach ciężkimi ranami i ofiarnym składaniem życia na ołtarzu wolności, torowali drogę do upragnionej tak długo, świetlanej chwili odrodzenia.

Państwo polskie, spełniając w myśl postępowych postanowień międzynarodowej konwencji wersalskiej, opiekę nad grobami poległych w ostatniej światowej wojnie, żołnierzy wszechwyznań i narodowości, przyjęło ponadto na siebie, wskutek szczytnej uchwały Sejmu ustawodawczego także i opiekę nad kurhanami uczestników spisków i walk o wolność naszą, poczynawszy od powstania pod wodzą Tadeusza Kościuszki (r. 1794) aż do chwili ukończenia rozpacznych zmagania z potęgą caratu (r. 1863/64).

Ministerstwo Robót Publicznych, któremu przypadło w udziale piękne zadanie opieki nad grobami naszych boha-

terów, spełniło obecnie godny czyn uznania i wdzięczności wobec bojowników o wolność narodu, ogłaszając drukiem, wielką ilustrowaną hojnie podobiznami nagrobków i pomników księgę, w celu zachowania obecnym i przyszłym pokoleniom widomych znaków czci dla prawych, dobrze zasłużonych narodowi synów.

Księga ta formatu 4-o wydana nader starannie, omawia i ilustruje nagrobkami na 325 stronicach, po słowie wstępnym, powstanie Kościuszkowskie, następnie wojny Napoleońskie, powstanie Listopadowe, boje z lat 1846 i 1848, i powstanie Styczniowe, poczem widnieją plany orjentacyjne położenia mogił i pomników, objaśnienia na temat grobów i nagrobków, a w końcu imienne spisy osób i miejscowości.

W nader powabną formę stylistyczną są ujęte treściwe opisy wypadków dziejowych, jakie poprzedzają poszczególne rozdziały wydawnictwa. Tekst opracował prof. Henryk Mościcki. Zdjęcia pomników, oraz plany orjentacyjne zebrano i wykonano staraniem Ministerstwa Robót Publicznych.

Na czele ilustracji widnieje pełna fantazji i zapału postać naczelnika Kościuszki na Wawelu, dłuta Rygiera, poczem uwiecznia 11 innych ilustracji imię i czyny jego. Z kolei przesuwają się przed oczyma czytelników obok innych pomniki Bartosza Głowackiego, generała Wodzickiego, Jana Kilińskiego, generała Redla, tudzież dwóch szeregowych, spoczywających na cmentarzu Łyczakowskim we Lwowie, A. Pióreckiego, który przeżył lat 106 i F. Zaremby, który przeżył lat 112.

Legjony i boje pod orłami Napoleona znalazły wyraz w pomnikach Dąbrowskiego, Wybickiego, Kosińskiego, Niegołęwskiego, Czołowskiego i i., niemniej w widokach pobojowisk pod Raszynem, Lublinem, Wrzawami, Chorostkowem etc.

Powstanie listopadowe ilustrują między wielu innymi tablicą ku czci W. Łukasiewicza w Zamościu, pola bitew pod Stoczkiem, Wawrem, Iganiem, Grochowem, Ostrołęką, Sokółkami, pomniki Goszczyńskiego, Dwernickiego, Chłopiczkiego, Pola, Sowińskiego, Kołyszki, Szczanieckiej, Orzona, Bema etc.

Krwawe wypadki lat 1846—1848 przypominają czytelnikom widoki mogił w okolicach Książa, Wrześni, Miłosławia, Sokołowa itd., powstanie Styczniowe zaś podobizny licznych mogił i pomników w Warszawie, Bodzentynie, Węgrowie, Bolimowie, Miechowie, Opatowiu, Łodzi, Dobrej, Małogoszczy, Pzdrach, Piaskowej Skale, Grochowiskach, Józefowie, Brdowie, Radziwiłowie, Olkuszku itd., niemniej nagrobki Zwierzdowskiego, Gaszyńskich, Jaszowskiego, Nulli Turny, Lelwel-Borelowskiego, Becchi'ego, Wizunasa-Szydłowskiego, Heydenreicha-Kruka, Gillera, Szwarcego, Asnyka, Jeziorańskiego, Śmiechowskiego, Frankowskiego, Garczyńskiego, Brandta, Wolskiego, Zduńczyka, Morawskiego, Moraczewskiego, Zielonki, Bieńczyckiego i wielu, wielu innych. Podobizna krzyża, widniejącego ku czci dyktatora Romualda Traugutta na stokach cytadeli Warszawskiej zamyka w księdze okazały poczet grobowych pomników, prawdziwy kalejdoskop różnorodnych pomysłów i utworów mistrzów ryłca i dłuta. Obok dzieł artystycznej wartości spotyka widz zwykle wyroby kamieniarskie a także skromne tylko krzyże, obudzające atoli błogie uczucia w sercach, miłujących Ojczyznę przechodniów.

Potężnych rozmiarów, opisana przez nas księga obejmuje tylko drobną część rozsianych po całej Polsce mogił bohaterów. Zdaje sobie z tego sprawę Ministerstwo Robót Publicznych, to też zapowiada dalsze na tem polu wydawnictwa. Biorąc z zadowoleniem i uznaniem zapowiedź tę do wiadomości, pozwalamy sobie zwrócić uwagę sfer kompetentnych, że o ile rozchodzi się o Wschodnią Małopolskę znajdują one ułatwienia w poszukiwaniach i wskazówki w naszej odnosnej pracy, wydanej nakładem „Polskiego Towarzystwa Opieki nad Grobami Bohaterów“ we Lwowie w r. 1928 p. t. „Cmentarzyska i Groby naszych Bohaterów z lat 1794—1864 na terenie Wschodniej Małopolski“. Nie licząc prowincji widnieje tamże w samym Lwowie 202 nazwisk uczestników powstania z lat 1830/31 i 655 nazwisk uczestników powstania z lat 1863/64.

Józef Białynia Chotodecki.

\*) Patrz *Czasopismo Techniczne* Nr. 17 z r. 1930, str. 311.



# BUDOWNICTWO STALOWE

## DODATEK DO „ZASOPIŚMA TECHNICZNEGO“

TREŚĆ: Arch. M. Cassan: Francuskie domy o szkielecie stalowym. — Wysokość budynku żelazno-szkieletowego w zależności od kosztów placu. — Państwowy Instytut Budownictwa w Niemczech. — Wieże i sygnały dla celów pomiarowych. — Budownictwo stalowe w U. S. A. — Budownictwo stalowe.

### Francuskie domy o szkielecie stalowym.

Streszczenie referatu wygłoszonego na Międzynarodowym Kongresie Zastosowania Konstrukcji stalowych w Liège 1930 r. przez Arch. M. Cassan.

„L'Office Technique pour L'Utilisation de L'Acier“, Paris (Otua) została założona w r. 1928, w czasie, gdy kwestja zastosowania stali w budownictwie stała się aktualną również we Francji.

Pierwszy wysiłek tej poradni szedł w kierunku wprowadzenia szkieletu stalowego do budownictwa małego, aby na podstawie tego zbierać dalsze doświadczenia.

Aby móc przeprowadzić ten nowy system budowania, trzeba było przeprowadzić pewne zasadnicze normalizacje. W tym celu „Otua“ utworzyła specjalną komisję, składającą się z architektów, która ustaliła następujące charakterystyczne cechy szkieletu żelaznego.

Domy szkieletowe mogą zawierać tylko pewne ograniczone kwantum stali; stal powinna służyć przede wszystkim dla usztywnienia całości.

Różne elementy stosowane do konstrukcji trzeba fabrykować seryjnie w fabrykach, pozatem powinny one być standaryzowane.

Prace na placu budowy muszą zostać zredukowane do zwykłego montażu przygotowanych elementów.

Na placu budowy należy zatrudniać jak najmniej drogie wykwalifikowanych pracowników, gdyż wystarczają w tym wypadku zwykłe siły robocze.

Czas budowy nie powinien trwać dłużej jak dwa miesiące, wliczając do tego już wszelkie roboty wewnętrzne.

Duża ilość domków już wybudowanych została zbadana przez powyższą komisję „Otua“. Pięć z nich zostały uznane jako zupełnie zadawalniające. Dla przykładu podajemy poniżej opis tych pięciu typów.

#### *La Maison des Forges de Strasbourg.*

Powyższy typ posiada szkielet, składający się z ram z żelaza kątownego, połączonych zapomocą sworzni.

Ramy stoją na belce podwalinowej z ceówki, spoczywającej na fundamencie betonowym.

Belka ta służy także do umocowania belek podłogi. Druga belka analogiczna leżąca również na fundamencie betonowym dzieli na dwie równe części szerokość domu. Służy ona za podporę drugiego końca belek podłogi i niesie słupy przegród.

Ściana zewnętrzna jest z blachy żelaznej walcowanej z specjalnej stali nierdzewiącej. Przedtem otrzymuje blacha w prasach fałdy według specjalnego profilu. Fałdy te nadają jej mimo nieznacznej grubości (1 mm) wielką sztywność.

Jako materiał izolacyjny do ścian wewnętrznych służą płyty z kalorytu o grubości 5 cm, składającego się z włókien drzewnych wiązanych cementem i magnezylem.

Jako wypełnienie ścian można stosować różne materiały, jak solomit, celotex, płyty gipsowe i t. p.

Pomiędzy blachą zewnętrzną i kalorytem mieści się wentylowana warstwa powietrza.

Ramy usztywniające okien i drzwi wytwarza się seryjnie.

Dach jest oparty na ceówkach, związanych w ramach, które zaopatrzone są łąkami drewnianymi. Na tych łąkach są przymocowane płyty kalorytowe, stanowiące izolację.

#### *Maison multicellulaire Coanda.*

System ten należy do kategorii budynków o ścianach złożonych bez szkieletu.

Ściana, zbudowana sposobem nadzwyczaj pomysłowym, podtrzymuje się sama.

Do budowy tym systemem stosuje się elementu standaryzowanego, który służy nie tylko do ścian, ale także do podłóg.

Ten element standaryzowany jest rodzajem belki rurowej, składającej się z dwóch belek o przekroju 4/10 mm odległych od siebie 0,30 mm. Pomiędzy temi blachami wbudowane jest usztywnienie trójkątne z tej samej blachy. Stosowane blachy modeluje się przez wypuklenie i spawa się elektrycznie. Fałszość ta, nie tylko, że nadaje blasze wielką sztywność, ale daje jej również wielką możność rozciągania się.

Dla montażu każdy element posiada na bokach i na końcach przyczepki z blachy, dzięki którym elementy można ustawiać prostopadle jeden na drugim i spawać później prądem elektrycznym. Elementy przeznaczone dla dachu, otrzymują na stronach rynny blaszane, przymocowane przyczepkami.

Uszczelnienie osiąga się przez warstwę porowatą asfaltową, która jest ochroniona powłoką nieprzepuszczającą wodę.

#### *Maison métallique Fillod.*

Jest to budynek z blachy bez szkieletu żelaznego. Budowa jest bardzo oryginalna; budynek jest cały z żelaza.

Ściany złożone tworzy się z 2 blach żelaznych. Montaż odbywa się bez sworzni i nitów dzięki pomysłowości urządzeń.

Element składowy przedstawia blachę żelazną szerokości 0,5 m i wysokości 1 piętra. Boki dłuższe tej blachy są gięte pod kątem 60°. Elementy łączy się zapomocą klamer lub spawania elektrycznego.

Ściana składa się z rodzaju belek równoległych, utworzonych przez nałożenie części blachy lub klamer.

Dach składa się również z blachy żelaznej.

Ściany zewnętrzne pokrywa się specjalną farbą, która stanowi dobrą ochronę przeciw rdzewieniu. Przestrzeń pomiędzy blachami pozostaje albo próżną i umieszcza się tam kanalizację, albo wypełnia się ją materiałami izolującymi, jak n. p. trocinami.

#### *La Maison Isotherme Decourt.*

Jest to dom o szkielecie żelaznym, ze ścianami złożonymi z warstw zewnętrznych z żelazobetonu.

Szkielet składa się z kątówek przymocowanych do czworoboku prostokątnego. Wysokość słupa pionowego jest



równa wysokości jednego piętra, wymiar podstawy wynosi 4 m.

Na słupie poziomym oparte są słupki przednie do umocowania drzwi i okien, jak również belek, podłóg i dachu.

Warstwy zewnętrzne mają następującą konstrukcję: Siatka wzmocniona prętami żelaznymi nadaje szkieletowi dobre usztywnienie. Od zewnątrz siatki daje się szalowanie i natryskuje się od wewnątrz powłoką cementową grub. 0,05 m. Całość otrzymuje po zdjęciu szalowania szczelną powłokę z betonu, która szkielet jeszcze wzmacnia. Po przeprowadzeniu powyższych operacji zostaje szkielet żelazny otulony powłoką cementową, chroniącą go od wpływów atmosferycznych.

Stropy wykonuje się w analogiczny sposób. Do budowy warstwy przechowywującej ciepło, umieszczonej za warstwą osłonową, służą różne materiały, jak: żuzłobeton, aerocret, heraklit, celotex i t. d. Pomiedzy płytami znajduje się warstwa powietrza o grub. około 0,12 m.

Dom jest wentylowany przez otwory wentylacyjne syst. „Knapen“.

Pokrycie terasu robi się w podobny sposób jak zwykły strop z dodaniem warstwy izolacyjnej oraz powłoki nieprzepuszczalnej.

#### *Maison des Ateliers de Commentry-Oissel.*

Typ ten należy do kategorii szkieletów żelaznych o murach pełnych. Szkielet oparty jest na zastosowaniu standaryzowanego elementu, złożonego z ram żelaznych prostokątnych, związanych ze sobą przez zwykłe sporznie.

## Wysokość budynku żelazno-szkieletowego w zależności od kosztów placu.

Pod powyższym tytułem wygłosił w dn. 23 b. m. kierownik Zakładu Budownictwa Wydz. Architektury Politechniki Warszawskiej Inż. Stanisław Hempel odczyt w sali posiedzeń Izby Przemysłowo-Handlowej w Katowicach.

Prelegent we wstępie uzasadnił, iż wielkością porównawczą kosztowności budynków należałoby uznać koszt 1 m<sup>2</sup> powierzchni użytecznej podłóg budynku, a nie koszt 1 m<sup>3</sup> zabudowanej przestrzeni. Następnie prelegent rozpatrzył zagadnienie techniczno-finansowe, polegające na określaniu takiej wysokości budynku, w zależności między innymi, od kosztu placu, aby koszt 1 m<sup>2</sup> użytecznej powierzchni podłóg był najmniejszy.

W rezultacie otrzymuje wzór określający koszt 1 m<sup>2</sup> użytecznej powierzchni podłóg w funkcji wysokości budynku, a mianowicie:

$$k = \frac{A_1}{H} + A_2 + A_3 H + A_4 H^2,$$

gdzie „H“ oznacza wysokość budynku, natomiast współczynniki „A“ uwzględniają ceny jednostkowe, ciężary własne, naprężenie dopuszczalne, obciążenia użyteczne, oraz wymiary geometryczne poszczególnych elementów budowy.

Pierwsza pochodna od „k“ po „H“ przyrównana do zera daje związek dla określenia takiej wysokości budynku, przy której koszt 1 m<sup>2</sup> podłogi będzie najmniejszy, a mianowicie:

$$\frac{dk}{dH} = -\frac{A_1}{H^2} + A_3 + 2A_4 H = 0.$$

Ramy mają szerokość 1 m i wysokość 1 piętra. Ich szerokość jest wystarczająca na otwór drzwi i okien. Wszystkie ramy są identyczne, tak, że montaż na placu budowy jest bardzo łatwy, albowiem jeden człowiek wystarczy, aby zebrać ramę z placu i osadzić ją na przeznaczonym miejscu.

Ściany wypełniające szkielet ramowy są z materiałów, które pełnią dobrze funkcję izolacji. Wymaganiom tym odpowiada najlepiej aerocret lub cement o strukturze porowatej.

Dla podłóg służy materiał, izolujący dobrze ciepło i głoś. Stosując ten sam materiał co do ścian, osiąga się dobre zabezpieczenie przeciw ogniu.

Belki są również z profili żelaznych, opartych i przy-mocowanych na szkielecie ramowym.

Płaski dach jest z płyt aerocretu, które otrzymują powłokę betonową, nieprzepuszczającą wodę.

#### *Zakończenie.*

Powyższe rodzaje domów szkieletowych tworzą całość która reprezentuje wszystkie systemy, obecnie we Francji stosowane.

Modele te odpowiadają zasadniczym wymaganiom nowoczesnego budownictwa.

Odporność stali przeciw rdzy jest zapewniona przez stosowanie stali miedzianej oraz przez pomalowanie jej specjalnymi farbami rdzochronnymi.

Przez stosowanie odpowiednich materiałów domy te odpowiadają w zupełności wymaganiom izolacyjnym.

Dzięki fabrycznej produkcji elementów seryjnych koszt budynku jest zmniejszony.

Opuszczając w pierwszym przybliżeniu wyraz  $2 A_4 H$  otrzymuje wysokość budynku

$$H = \sqrt{\frac{A_1}{A_3}}$$

Przez wykreślne przedstawienie współczynników  $A_1$  i  $A_3$  można ten wzór przedstawić:

$$H = \sqrt{C + D d_p \cdot k_p},$$

gdzie „d<sub>p</sub>“ oznacza stosunek powierzchni placu do powierzchni zabudowanej, „k<sub>p</sub>“ koszt 1 m<sup>2</sup> placu w złotych, natomiast „C“ i „D“ pewne stałe zależne od wielkości „A“ dające się przedstawić wykreślnie.

Dla pewnego przykładu liczbowego, przyjmując w przybliżeniu  $C = 600$ ,  $D = 6$  i ustalając n. p.  $d_p = 0,7$ ,  $k_p = 25$  zł. otrzyma się

$$H = \sqrt{600 + 6 d_p \cdot k_p} = 26,55 \text{ m.}$$

Na zakończenie prelegent daje przykłady w jakim stopniu użycie lekkich materiałów i lekkiego szkieletu żelaznego wpływa na potaniecie budowy.

Sposób obliczenia, na jaki wskazał prelegent wzbudził zainteresowanie wśród słuchaczy.

Należy się spodziewać, iż p. inż. Hempel w jednym z pism fachowych opublikuje swe wywody udostępniając korzystanie z jego dorobku naukowego.

## Państwowy Instytut Budownictwa w Niemczech.

Polska prasa techniczna i gospodarcza ogłaszała już niejednokrotnie artykuły domagające się utworzenia jednego centralnego organu o charakterze państwowo-społecznym, celem skoordynowania wysiłków czynionych w dziedzinie racjonalizacji budownictwa.

Ważność utworzenia instytutu budownictwa zrozumiały rządy wszystkich państw, w konsekwencji czego bądź to one same zainicjowały jego organizację, bądź też poszły na rękę inicjatywie z zewnątrz pochodzącej, stwarzając Państwowe Instytuty Budownictwa lub też subwencjonując po-

dobne instytucje i nadając im daleko idącą niezależność w dziedzinie badania i rozstrzygania wszelkich zagadnień budowlanych.

Z pośród wielu państw istnieje też i w Niemczech od r. 1927 instytut pod nazwą „Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen E. V.“. Instytut ten jest nietylko wyposażony przez rząd w pewne ściśle określone pełnomocnictwa, lecz też i rząd pokrywa całkowicie wszelkie koszty związane z jego utrzymaniem i wydatkami na prowadzenie specjalnych prac.

„Reichsforschungsgesellschaft“ wywiązuje się całkowicie z poruczonych mu zadań i okazało się tak dalece niezbędnym, że rząd niemiecki nosi się z myślą zupełnego usamodzielnienia go pod dozorem komisarza rządowego, gwarantując mu przez to większą swobodę ruchów, niż tą, jakaby posiadał, wchodząc n. p. w skład jednego z ministerstw.

Tylko podobny sposób traktowania sprawy umożliwi wymienionemu instytutowi zrealizowanie szeroko zakreślonego programu prac na rok 1930/1931, który program da się streścić jak następuje:

#### I. Zagadnienia z dziedziny projektowania.

Systematyczne badanie projektów tworzy podstawę do udoskonalenia budowy mieszkań; przy rozwijaniu nowych form uwzględnia się dzisiejsze zmienione warunki i potrzeby życiowe ludności miejskiej i wiejskiej.

Badania dotyczą równocześnie wszystkich zagadnień gospodarstwa domowego i higieny mieszkaniowej.

Przy figuralnym podziale placów miejskich i terenów pod osiedla, bierze się pod uwagę układy szeregowo i wolnostojące domów o jednej i więcej kondygnacjach, uwzględniając zaopatrzenie w elektrykę, gaz, ogrzewanie i kanalizację.

Dla potrzeb ludności wiejskiej badania mają być prowadzone w kierunku robienia wniosków dla wzmocnienia gospodarczego małych przedsiębiorstw rolnych przez celowe ich zaprojektowanie, przy jednoczesnym zmniejszeniu i potaniu wszelkich budynków.

To samo dotyczy wszystkich innych mniejszych i większych przemysłów i przedsiębiorstw, (gorzelnie, ogrodnictwa, szkółki drzewne, pasieki, mleczarnie i t. d.).

#### II. Zagadnienia z dziedziny materiałów i sposoby budowania.

Należy tu wynalezienie tworzywa budowlanego o takiej strukturze, któreby było najbardziej polecenia godnym dla każdej z części obszaru państwa niemieckiego przy uwzględnieniu stosunków klimatycznych i kosztów nabycia.

Ustalenie przydatności materiałów względnie właściwości fizykalnych odbywa się w laboratorjach lub na placach budowy. Badania dotyczą nie tylko samego tworzywa, lecz i elementów z niego powstałych n. p. ścian, stropów, dachów, drzwi, okien i t. d., przy czym wyeliminowuje się z miejsca te materiały, które już na początku okazały się nieodpowiednimi.

Specjalną uwagę poświęca „Reichsforschungsgesellschaft“ nowym metodom budownictwa, polegającym na usaleniu typów budowli i masowemu wykonywaniu ich ze zracjonalizowanych elementów. Dotyczy to przede wszystkim budownictwa używającego stali, pełniące funkcję dźwignia z wypełnieniem odpowiednimi materiałami jak n. p. cegła pusta, lekkie betony i t. p. materiały zastępcze. Odnosne dane uzyskuje się w porozumieniu ze związkami gospodarczymi i urzędowymi stacjami doświadczalnymi.

#### III. Zagadnienia z dziedziny wykonywania budowli.

Dotyczą one przebiegów natury technicznej, kupieckiej i organizacyjnej, powodujących najekonomiczniejsze zapoczątkowania i prowadzenie budowy domów i ulic, przy współdziałaniu zainteresowanych czynników, jako to władz, zleceńodawców, architektów i przedsiębiorców.

Wychodząc ze stanu faktycznego stwarza się w drodze wzajemnego porozumienia platformę dla uproszczenia i ujednostajnienia poszczególnych prac w sensie ogólnego zmniejszenia kosztów budowy. Stosuje się więc chronometrą, ustala źródła strat, rozstrzyga stosowanie odnośnych maszyn i środków pomocniczych.

Uzyskane wyniki udostępnia się wszystkim zainteresowanym w drodze komunikatów, odczytów i odpowiednich kursów.

#### IV. Zagadnienia z dziedziny prawnej i socjalnej.

„Reichsforschungsgesellschaft“ ma tu donosić z a d a n i e ustalenia takich środków gospodarczych, prawnych i technicznych, jakie są potrzebne, aby budowa mieszkań dla szerokich mas ludności stała się wreszcie normalnym przebiegiem gospodarczym, jednak bez wywarcia ujemnego wpływu na taniość i wartość użytkową mieszkań.

Należy tu badać jaką część dochodów może użyć ludność niezamożna na czynsz mieszkaniowy bez znamiennejszego ograniczenia się w zaspokojeniu swych codziennych potrzeb. Od wyjaśnienia powyższego problemu zależeć będzie konieczność radykalniejszych zmian w dziedzinie prawnej i gospodarczej.

W porozumieniu się z instytutem badania cen i koniunktur gospodarczych analizuje się sytuację rynku budowlanego (ceny materiałów, robocizny, magazynowania i t. d.), aby uzyskać dane celem podniesienia gospodarki budowlanej w całości i każdym poszczególnym wypadku.

Specjalną uwagę przywiązuje się do sposobu finansowania przez rozważenie możliwości kredytowej.

Powyżej podany ogólny program został w sposób jaknajszerszy, ujęty w poszczególne punkta zupełnie jasno sprecyzowane; jest on bez wyjątku wszystkim zainteresowanym w całości dostępnym.

Na wypadek utworzenia w Polsce Państwowego Instytutu Budownictwa, czego sobie gorąco życzyć należy, miałyby on pracę bardzo ułatwioną, gdyż korzystałby też niewątpliwie z ogromnego doświadczenia i materiału opracowanego przez podobne instytucje zagraniczne.

## Wieże i sygnały dla celów pomiarowych.

Ministerstwo Robót Publicznych, któremu ustawa z dnia 25 kwietnia 1925 r. powierzyła pomiary podstawowe Państwa, rozpoczęło w 1929 r. pomiary kątów siatki łańcuchowej I rzędu przy obraniu za główny punkt astronomiczny ogólno-państwowej triangulacji punkt triangulacyjny I-go rzędu Borowa Góra koło Zegrza.

Rok przedtem zaczęło również intensywną pracę Biura Meljoracji Polesia, zaczynając ją od podstawowych prac pomiarowych, gdyż skromna triangulacja rosyjska na Polesiu została przez wojnę prawie zupełnie zniszczona, a istniejące i to tylko częściowo mapy w podziałce 1 : 25000 przedstawiają bardzo małą wartość.

Prawie równocześnie zwrócił się Związek koncesjonowanych geometrów górniczych na Górnym Śląsku do Min. Robót Publicznych z prośbą o wydanie zarządzenia uzupełnienia bardzo już przerzedzonej sieci triangulacyjnej i przeprowadzenia tych robót przez władze centralne.

Powyższe jak też i wszystkie inne zainicjowane prace pomiarowe na terenie całej Polski mają bardzo wielkie zna-

czenie zasadnicze dla naszego społeczeństwa, gdyż stanowią podstawę do dalszych na wielką skalę pomyślanych robót jak meljoracja, komasacja, parcelacja, ustalenie granic, posiadłości i gruntów i t. p.

Władze wzgl. organa wykonywujące te triangulacje, niwelacje i zdjęcia posługują się najnowszymi środkami i metodami (zdjęcia aerofotogrammetryczne, teodolitowe i t. d.) dające gwarancję nie tylko szybkości, lecz też taniości i dokładności wykonania, niemniej jednak środki użyte na te cele muszą być dosyć znaczne. Tu nasuwa się mimowoli kwestja, aby punktom ustalonym w terenie wielkim nakładem pracy i kosztów zapewnić wieloletnią trwałość i niezminiejszą niczem dokładność; tak samo objekty i urządzenia pomocnicze przy robieniu pomiarów powinny być o takiej konstrukcji, aby gwarantowały zmniejszenie do minimum źródła błędów pomiarowych. Bezwiednie więc powstaje koncepcja zastąpienia obiektów i przedmiotów wykonywanych częstokroć z tworzyw nieodpowiednich i ulegających przedwczesnemu zniszczeniu lub odkształceniu pod działaniem wpływów atmosferycznych, obiektami z tworzyw nowoczesnych,



stosowanych już do podobnych celów zagranicą, a przede wszystkim w Anglii i Francji i t. d.

Przeważną bowiem ilość wież i znaków triangulacyjnych jak też innych znaków pomiarowych wykonana jest u nas z drzewa; ich wspólną zasadniczą wadą jest nietrwałość, niedokładność i stosunkowo wysoka cena. Wieże i znaki triangulacyjne nasiąknąwszy wodą podczas opadów, wysychając następnie szybciej od strony słonecznej, skręcają się i paczają; wychodzą one przez to z pionu i uzyskują nachylenie, które jest zupełnie niepożądane dla pomiarów. Również niekorzystnie działa mróz na konstrukcję drzewianą, powodując niekiedy nawet rozluźnienie belek. Wykonanie ich, pomijając już znaczną ilość materiału, wymaga wielkiej ilości dni roboczych, a samo centrowanie nad marką w terenie połączone jest z trudnościami.

Te ujemne strony dają się jeszcze więcej odczuwać przy ustawieniu i rozbiórce sygnałów pomocniczych.

Całe zagadnienie przedstawiałoby się zgoła inaczej o ile by stosowano do tych celów konstrukcje żelazne. Zalety ich są wielorakie. Wykonane systemem kratowym, dają się łatwo przy pomocy śrub montować i demontować, są lżejsze niż konstrukcje z drzewa, a centrowanie ich można łatwo na celowo pomyślanym fundamencie (n. p. osobna płyta pod każdym słupem) skutecznie.

Konstrukcja kratowa, ograniczająca do minimum ilość

słupów i krzyżulców, ustalonych obliczeniem statycznym, gwarantuje absolutną sztywność. Nie może być tu mowy o paczeniu lub jakimkolwiek odchyleniu, gdyż dobre przewodnictwo ciepła pozwala na równomierne zmienianie długości każdej części konstrukcyjnej, a filigranowość prętów umożliwia jednostajne prawie nasłonecznienie ich, które zresztą ze względu na wyżej wspomniane przewodnictwo i zupełne niewchłanianie wody nie gra prawie żadnej roli.

Kalkulacja tych wież i znaków przedstawia się bardzo korzystnie. Słupy i pręty mogą być wykonane ze zwykłych profili walcowanych; częściowe z mocowaniem odbywa się już w wytwórniach, transport ich jest wygodny i tańszy od słupów i belek drewnianych, a montaż wielokrotnie krótszy od konstrukcji z drzewa.

Żelazne wzgl. stalowe wieże i znaki triangulacyjne i pomiarowe dają się po zdemontowaniu użyć bez straty materiału w innym miejscu, a długotrwałość ich jest prawie nieograniczona, zwłaszcza, że technika rozporządza dziś doskonałymi środkami rdzochronnymi.

Nie trzeba osobno wymieniać, że i wygląd estetyczny koronkowych konstrukcji żelaznych nie da się porównać z niezgrabnym rusztowaniem z drzewa, chwiejącym się za każdym silniejszym podmuchem wiatru i grożącym zawaleniem się lada chwila.

## Budownictwo stalowe w U. S. A.

Charakterystyczna sylweta t. zw. City Nowego Yorku zmienia się z roku na rok, podnosząc się coraz wyżej w przestworza, stanowiąc symbol rozwoju amerykańskiego budownictwa. W przeciągu 2-ech ostatnich lat wniesiono w City szereg najwyższych i nowoczesnych drapaczy chmur. Przy budowie Chanin Building, Bank of Manhattan, Daily News Building, Chrysler Building i 330 m wysokim Empire Building, zastosowano stal nie tylko do konstrukcji dźwigającej, lecz również jako wypełnienie ścian zewnętrznych, jako przepiętowanie pięt (w Chrysler Building użyto do ścian przedziałowych 3000 ton blachy), pozatem do urządzeń wewnętrznych w postaci mebli, ram okiennych, futryn i drzwi, regałów, szaf, biurek, urządzeń sanitarnych i t. p.

Statystyka zużycia stali w budownictwie wykazuje stały wzrost jej zastosowania. Podczas gdy ruch budowlany spadł w 1929 r. w stosunku do 1928 r. o 18%, zużycie stali w budownictwie wzrosło pomimo to o 16% i wynosiło 3,4 milj. t przy ogólnej produkcji 5,5 milj. t.

zużycie stali przy budyn. 8-piętrowych wynosi 17,5 kg/m<sup>3</sup>

"	"	"	"	16	"	"	18,5	"
"	"	"	"	35	"	"	24,0	"
"	"	"	"	38	"	"	40,0	"
"	"	"	"	47	"	"	41,0	"
"	"	"	"	85	"	"	50,0	"

Bardzo ciekawy pod względem konstrukcji jest drapacz chmur tow. A. O. Smith w Milwaukee, przy którym słupy i podciągi mogą być użyte jako przewody dla kanalizacji, centralnego ogrzewania, światła i dla sztucznego przewietrzania.

Budynek bowiem posiada okna, które nie dadzą się otwierać i przewietrzenie następuje drogą specjalnych urządzeń, które zapewniają równomierną temperaturę i czyste powietrze.

Obecnie znajdujący się w budowie o 300 m wysokości Travel and Transport Building w Chicago, będzie oświetlony wyłącznie sztucznym światłem i nie będzie miał wcale okien. Ściany zewnętrzne projektowane są z kolorowej blachy stalowej. Projektodawca budowlany obiecuje sobie przez oświetlenie tych ścian w nocy nadzwyczajne efekty świetlne.

Do stropów używa się blachy, siatki drucianej, siatki z żelaza taśmowego, siatki jednolitej wg. różnych systemów. W budownictwie domów mieszkalnych znajdują zastosowanie lekkie profile, rury stalowe i inne stalowe elementy budowlane.

Przy budowie dróg samochodowych stosuje się, celem wzmocnienia nawierzchni wkładki z siatki drucianej i żelaza taśmowego.

## Budownictwo stalowe.

Wielkie postępy w budownictwie domów stalowych spowodowały, że literatura fachowa stara się im dotrzymać kroku.

Dr. inż. Hans Spiegel, Düsseldorf, pionier w dziedzinie budownictwa szkieletowego, znany projektant i wykonawca wielu gmachów i budynków stalowo-szkieletowych, jak też stalowo-ramowych, powiększył obecnie pracę swoją noszącą tytuł: „Der Stahlhausbau“ drugim tomem zatytułowanym: *Grundlagen zum Bauen mit Stahl*.

Podczas gdy tom I-szy opisuje istniejące już budowle stalowe i masową budowę wszelkiego rodzaju mieszkań o ustalonym typie systemem montażowym, traktuje tom II-gi same zasady użycia stali w budownictwie.

Autor rozwija na podstawie spostrzeżeń, uczynionych podczas podróży naukowej po Francji, Anglii i Stanach

Zjednoczonych, w sposób wzorowy przesłanki dla budowy stalowej, objaśniając wywody swoje 350-cioma ilustracjami.

Równocześnie omawia na przykładach całą dziedzinę stosowania stali, jako to szkielet stalowy i jego odmiany, konstrukcję podpór i stropów, stal i żelbeton, wypełnienie i wyprawę ścian, konstrukcję i pokrycie dachów, okna, drzwi i t. d., użycie rur, ogrodzenia i w. i.

Szczegółowo traktowane są zasady i szczegóły konstrukcyjne, materiały ze stali specjalnej i szlachetnej, nitowanie, spawanie, ochrona przed rdzą i ogniem.

Architekt, kierownik budowy, władze budowlane, szkoły architektoniczne znajdują w tem dziele, opartem na wielkim doświadczeniu, cenne wskazówki dla własnych projektów i prac w tej dziedzinie.

Niniejsze dzieło ukazało się w wydaniu „Bauwelt-Verlag“ w Berlinie, cena 19 RM.

Wielka Nagroda (Grand Prix) od Rządu i Wielki Złoty Medal na P. W. K.

Spółka Akcyjna Budowy Transmisji i Maszyn i Odlewni Żelaza

# J. JOHN W ŁODZI

Adres telegraficzny:  
Transmisja — Łódź,  
Transmisja — Warszawa ltp.

wykonywa :

**PĘDNIĘ** nowoczesne i wszelkie ich części.

**NAPREŻACZE** jedno- i dwuramiennie na kulkach.

**PRZEKŁADNIE** zębate w skrzyniach oliwnych.

**KOŁA ZĘBATE** i ślimakowe z zębami surow. i frez.

**WALCE ŻELIWNE** twarde młyńskie i hutnicze.

**TOKARKI i WIERTARKI** budow. serjami do obróbki metali.

**GŁADZIARKI (KALANDRY)** dla przem. włókienn. i papierniczego.

**ORYGINALNE KOTŁY STREBEL'A** i radiatorzy do central. ogrzewania.

27

24-3



PO  
CENACH  
KONKURENCYJNYCH

KLISZE DRUKARSKIE  
KRESKOWE i SIATKOWE  
JEDNO i WIELOBARWNE  
WYKONUJE

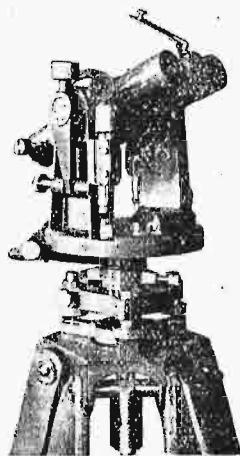
**KLISZARNIA  
"CYNKOTYP"**  
LWÓW, PL. STRZELECKI NR. 6  
TEL. 83-42

28

24-8

# JAN BUJAK

FABRYKA PRZYRZĄDÓW MIERNICZYCH  
WE LWOWIE, ul. Zadwórzeńska 31,  
Telef. 18-35 Telef. 18-35



Trójobrazowy

Samoredukujący

Tachymetr

6

24-4

Podaje, bez dodatkowych przeliczeń, przy odczycie w jednym okularze zredukowaną odległość i wysokość

Jeneralna Reprezentacja na Rzeczpospolitą Polską  
**f-my: Gustaw HEYDE — Drezno**



**DYREKCJA DRÓG WODNYCH W KRAKOWIE.**

Do L. 1330/O

**OGŁOSZENIE PRZETARGU**

na dostawę materiałów kamiennych do robót regulacyjnych na Dunajcu w okresie dwuletnim od 1 kwietnia 1931 r. do 31 marca 1933 r.

W Państwowym Zarządzie Dróg Wodnych w Tarnowie, ul. Targowa Nr. 1 odbędzie się przetarg ofertowy pisemny na dostawę kamienia łamanego twardego dla rzeki Dunajca, a to:

1. dnia 14 kwietnia 1931 r. dla odcinka od *km* 71—39,
  2. dnia 15 kwietnia 1931 r. dla odcinka od *km* 39—10 w każdym z tych dni o godz. 11-ej przed południem.
- Roczne zapotrzebowanie wynosi na placach składowych na Dunajcu:
- Ad 1) . . . . . 3.000 m<sup>3</sup>      Ad 2) . . . . . 5.000 m<sup>3</sup>.

Zastrzega się, że oferowana dostawa może być w ciągu każdego roku zwiększona lub zmniejszona o 30%. Przy oferowaniu dostawy kamienia z łomów dotychczas z dostaw dla Zarządu Dróg Wodnych w Tarnowie nieznanymi, należy przed terminem przetargu, najmniej na 3 dni przedłożyć próbki kamienia w kostkach o wymiarach 10/10 *cm*, z podaniem dokładnej nazwy i położenia kamieniołomu, z którego oferowany kamień będzie dostarczany, oraz analizę tego kamienia stacji doświadczalnej Politechniki Warszawskiej lub Lwowskiej.

Oferty mają być wnoszone w zamkniętych (opieczętowanych) kopertach z napisem:

„Oferta na dostawę kamienia do robót regulacyjnych na rzece Dunajcu *km*... do *km*...“.

Przed przetargiem należy złożyć w Państwowym Zarządzie Dróg Wodnych w Tarnowie, bądź efektywne wadium, bądź poświadczenie Kasy Skarbowej na złożone wadium, którego wysokość określa się dla: odcinka 1 na 3.000 zł., odcinka 2 na 10.000 zł.

Nie będą uwzględniane oferty oddane po 11-ej godzinie danego dnia, jak również te oferty, do których nie złożono przed terminem przetargu przepisane wadium.

Również nie będą rozpatrywane oferty nie sporządzone według przepisane wzoru lub zawierające zastrzeżenia oraz przesłane lub oddane w innym urzędzie.

Bliższe warunki dotyczące przetargu a to:

1. Przepisy o oddawaniu dostaw i robót w zakresie Min. Rob. Publ. — 2. Ogólne warunki budowy. — 3. Szczegółowe warunki dla dostawy kamienia. — 4. Wykaz placów składowych. — 5. Wzór oferty do powyższej dostawy, przeglądać można w godzinach urzędowych w biurze Państwowego Zarządu Dróg Wodnych w Tarnowie.

36

Kraków, dnia 17 marca 1931 r.

Dyrektor: **Poźniak** mp.

2—2

**DYREKCJA DRÓG WODNYCH W KRAKOWIE.**

Do L. 1406/O.

**OGŁOSZENIE PRZETARGU**

na dostawę materiałów faszynowych do robót regulacyjnych na Nidzie *km* 0 do *km* 20 w okresie dwuletnim od 1 kwietnia 1931 r. do 31 marca 1933 r.

Dnia 15 kwietnia 1931 r. w Państwowym Zarządzie dróg wodnych w Tarnowie, ul. Targowa 1, II p. o godzinie 11-tej przed południem odbędzie się przetarg ofertowy pisemny.

Roczne zapotrzebowanie wynosi:

3.000 m<sup>3</sup> faszyn i 40.000 sztuk kołków na placach składowych na Nidzie od *km* 0 do *km* 20.

Zastrzega się, że oferowana dostawa może być w ciągu każdego roku zwiększona lub zmniejszona o 30%. Z ogólnej oferowanej ilości ma być dostawione  $\frac{2}{3}$  części faszyn lasowych a  $\frac{1}{3}$  część faszyn wiklowych. Oferty mają być wnoszone w zamkniętych (opieczętowanych) kopertach z napisem:

„Oferta na dostawę materiałów faszynowych do robót regulacyjnych na Nidzie“.

Przed przetargiem należy złożyć w Państw. Zarządzie Dróg Wodnych w Tarnowie bądź efektywne wadium, bądź poświadczenie Kasy Skarbowej na złożone wadium w wysokości 1.200 zł.

Nie będą uwzględnione oferty oddane po 11-tej godzinie danego dnia, jak również te oferty, do których nie złożono przed terminem przetargu przepisane wadium. Również nie będą rozpatrywane oferty nie sporządzone według przepisane wzoru, lub zawierające zastrzeżenia, oraz przesłane lub oddane w innym urzędzie.

Bliższe warunki dotyczące przetargu, a to:

1. Przepisy o oddawaniu dostaw i robót w zakresie Ministerstwa Robót Publicznych.
2. Ogólne warunki budowy.
3. Szczegółowe warunki dostawy materiałów faszynowych.
4. Wzór oferty do powyższej dostawy przeglądać można w godzinach urzędowych w biurze Państwowego Zarządu Dróg Wodnych w Tarnowie.

Kraków, 17 marca 1931 r.

Dyrektor:  
**Poźniak** m. p.

35

2—2

## Przetarg na budowę trwałych nawierzchni drogowych.

Państwowy Fundusz Drogowy ogłasza na dzień 30 kwietnia 1931 r. o godz. 12 przetarg publiczny na budowę w roku 1931 około 450 km trwałych nawierzchni na drogach państwowych. Roboty mają być wykonane na warunkach kredytowych.

Przetarg odbędzie się w gmachu Ministerstwa Robót Publicznych, Warszawa, Kredytowa 9, VII piętro.

Do przetargu mogą stanąć firmy, zarówno krajowe jak i zagraniczne, trudniące się budową dróg, przyczem oferta może obejmować całość robót lub poszczególne odcinki dróg.

Warunki przetargu: ogólne, finansowe i techniczne oraz bliższe objaśnienia można otrzymać w Departamencie Drogowym Ministerstwa Robót Publicznych w godzinach urzędowych.

Oferty należy składać w Ministerstwie Robót Publicznych (Kancelarja Wydziału XI, Warszawa, ul. Kredytowa 9, pokój Nr. 150, 7-e piętro) w dniu powszednie w godzinach urzędowych do dnia 30 kwietnia b. r. do godz. 11 przedpołudniem w zapieczętowanych i nieprzejrzystych kopertach bez znaku firmy z napisem: „Oferta na budowę trwałych nawierzchni na drogach państwowych do przetargu w dn. 30 kwietnia 1931 r.“. Oferty mogą być składane osobiście lub przysłane pocztą.

Państwowy Fundusz Drogowy zastrzega sobie prawo dowolnego wyboru oferenta na całą robotę lub na jej część oraz nieprzyjęcie żadnej oferty.

Umowy będą zawarte w imieniu Państwowego Funduszu Drogowego przez Ministerstwo Robót Publicznych w Warszawie.

Celem zabezpieczenia oferty należy złożyć do jednej z kas skarbowych wadium w wysokości 1%, kosztów robót, przez firmę oferowanych i dołączyć kwit o złożeniu wadium do oferty, oferty bez takiego kwitu nie będą uwzględnione.

Ministerstwo Robót Publicznych wadium nie przyjmuje.

### DYREKCJA DRÓG WODNYCH W KRAKOWIE.

Do L. 1514/R/31.

## OGŁOSZENIE PRZETARGU.

Dnia 21 kwietnia 1931 r. w Biurze Państwowego Zarządu Dróg w Sandomierzu, przy ul. Długosza 5, odbędzie się publiczny przetarg ofertowy pisemny, na dostawę do budowy obiektów pływających następujących materiałów drzewnych:

1. 142 m<sup>3</sup> drzewa sosnowego tartego (deski i kantówki),
2. 200 „ kłoców sosnowych od 4,0 do 16,5 m dług.,
3. 80 „ bali jodłowych 9 cm grub. od 8,0 do 12 mb dług.,
4. 13 „ kantówki dębowej od 5,0 do 6,0 mb dług.

Ewentualnie zamiast drzewa takiego pod 1, 3, 4:

- a) 193 m<sup>3</sup> drzewa sosnowego w kłocach od 2,5 do 12,0 mb dług.,
- b) 160 „ „ jodłowego w kłocach od 8,0 do 12 mb dług.,
- c) 49 „ „ dębowego w kłocach od 5,0 do 6,0 mb dług.

Drzewo ma być dostawione w terminie od 1 do 31 maja 1931, do Warsztatów portowych w Nadbrzeziu.

Oferty mają być wnoszone w zamkniętych kopertach z napisem: „Oferta na dostawę drzewa“, przy dołączeniu wadium w wysokości 5% wartości zaoferowanego drzewa.

Nie będą uwzględnione oferty sporządzone nie wedle przepisanej wzoru, zawierające zastrzeżenia, oraz wniesione po godz. 11-ej danego dnia lub oddane w innym urzędzie.

Bliższe warunki dotyczące przetargu, a to: 1. Przepisy o oddawaniu dostaw i robót w zakresie M. R. P., 2. Ogólne warunki budowy, 3. Szczegółowe warunki dostawy, 4. Wzór oferty przeglądać można w godzinach urzędowych w biurze Państwowego Zarządu Dróg Wodnych w Sandomierzu.

Dyrekcja zastrzega sobie wolny wybór oferty.

Kraków, dnia 26 marca 1931 r.

Dyrektor:

wz. *Czerwiński* mp.



## Ogłoszenie przetargu.

Urząd Budowy Gmachów Państwowych w m. stoł. Warszawie rozpisuje przetarg publiczny ofertowy na wykonanie II-ej serii robót budowlanych, związanych z wykończeniem gmachu Najwyższej Izby Kontroli przy Alei Szucha w Warszawie.

Ślepe kosztorysy, warunki techniczne oraz warunki przetargowe otrzymać można w biurze Urzędu przy ulicy Długiej Nr. 50, II-gie piętro (pokój Nr. 12), w godzinach od 10—12 za opłatą 20 złotych.

Tam też są do przejrzania: przepisy o oddawaniu państwowych dostaw i robót w zakresie działania Ministerstwa Robót Publicznych, ogólne warunki budowy, projekt umowy oraz projekt budynku.

Oferty w zamkniętych kopertach utrzymanych w biurze Urzędu, wraz z dowodem złożenia wadium w wysokości 3% sumy oferowanej, składać należy w biurze Urzędu do dnia 13 kwietnia b. r. do godziny 12-tej. Bezsrodkowo potem nastąpi otwarcie ofert.

Dyrektor:  
**T. Szanior.**

42

1-1

## Konkurs.

Tymczasowy Wydział Powiatowy — Powiatowy Zarząd Drogowy w Sanoku ogłasza: **Konkurs na 2 stanowiska nadzorców drogowych.**

Podania z wykazanymi niżej załącznikami należy składać do dnia 20 kwietnia 1931 r.

Załączniki:

1. Dowód obywatelstwa polskiego,
2. Dowód spełnienia powinności wojskowej,
3. Nieprzekraczalny 30 rok życia,
4. Dowód posiadania kwalifikacji ustalonych Rozporządzeniem Min. Robót Publicznych z dnia 12 lipca 1922 r. (Dz. U. R. P. Nr. 64, poz. 579),
5. Przynajmniej 3-letnia praktyka w służbie państwowej lub samorządowej,
6. Świadectwo lekarza urzędowego stwierdzające zdolności fizyczne do pełnienia służby drogowej,
7. Świadectwo moralności,
8. Własnoręcznie pisany życiorys.

Wynagrodzenie wedle XII stopnia płacy z 15% dodatkiem komunalnym.

Kierownik Powiatowego  
Zarządu Drogowego:

Inż. K. Barancewicz w. r.  
41

Przew. T. Wydz. pow.  
Starosta:

Dr. Romuald Klimow w. r.  
1-1

## Konkurs

na posadę kierownika Powiatowego Zarządu Drogowego przy Wydziale Powiatowym w Mogilnie z uposażeniem VIII wzgl. VII grupy płac urzędników państw. i 15% dodatku komunalnego.

Wymagane warunki:

1. Obywatelstwo polskie,
2. Nieprzekroczony 40 rok życia,
3. Kwalifikacje wymagane rozp. Min. Rob. Publicznych z dnia 12 lipca 1922 r. (Dz. U. R. P. Nr. 64, poz. 579) t. j. wykształcenie wyższe oraz conajmniej 2 letnia praktyka. Wymagana jest również znajomość prac meljoracyjnych.
4. Świadectwo lekarskie.

Podania z uwierzytelnionymi odpisami świadectw oraz własnoręcznie napisanym życiorysem należy składać w biurze Wydziału Powiatowego w Mogilnie w terminie do 25 kwietnia 1931 roku.

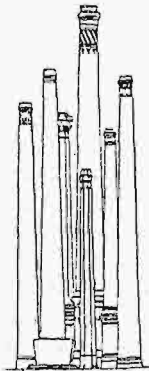
Posada do objęcia od zaraz. Po okresie próbnym może nastąpić stabilizacja.

Podania nieuwzględnione pozostaną bez odpowiedzi.

**Wacław Stepiński**  
Starosta Pow.

40

1-1



## Inż. TADEUSZ GOEBEL

Lwów, ul. Kopernika L. 9  
tel. 50-74

BUDOWA  
KOMINÓW

OMUROWANIE  
KOTŁÓW

PALENISKA

FABRYCZNYCH

PAROWYCH

OSZCZĘDNOŚCIOWE  
ROBOTY IZOLACYJNE

12

23-3

## REFERATY i WNIOSKI

zgłoszone na II-gi Zjazd Polskich Techników  
zrzeszonych we Lwowie 1927 r.

pod hasłem **P R A C Y G O S P O D A R C Z E J**  
(stron 480 i kilka map)

do nabycia w sekretarjacie Pol. Tow. Politechnicznego we Lwowie, ul. Zimorowicza 1. 9.

Cena 10.— zł.