

CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN MINISTERSTWA ROBÓT PUBLICZNYCH
I POLSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE.

Rocznik XLI.

Lwów, dnia 10. sierpnia 1923.

Nr. 15.

TREŚĆ: Część urzędowa. Część nieurzędowa. Łuszczki M.: Metoda wykreślna obliczania powierzchni figur płaskich i kubatury wycinków trasy w robocie ziemnej. (Ciąg dalszy). — Kühnel A.: Deptaki maziowane. (Ciąg dalszy). — Nowakowski K.: Wodociągi publiczne i ich przyszły rozwój w Polsce. (Dokończenie). — Wiadomości z literatury technicznej. — Bibliografia.

CZĘŚĆ URZĘDOWA.

Ustawy i rozporządzenia.

W „Dzienniku Ustaw R. P.” z d. 26. lipca r. b. Nr. 72, poz. 564, zostało ogłoszone rozporządzenie Ministra Przemysłu i Handlu w porozumieniu z Ministrami Spraw Wewnętrznych, Spraw Wojskowych, Skarbu, Sprawiedliwości, Rolnictwa i Dóbr Państwowych, Kolei Żelaznych i Robót Publicznych z dnia 9. lipca 1923 r. o zniesieniu austriackiego rozporządzenia Ministra Handlu, wydanego w porozumieniu z interesowanymi Ministrami z dnia 2. czerwca 1916 r., dotyczącego dostarczania podwód i zwierząt, potrzebnych do transportowania ciężarów.

W „Monitorze Polskim” z dnia 21. lipca r. b. Nr. 163, poz. 199, zostało ogłoszone rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 30. kwietnia 1923 r. w przedmiocie tablic ostrzegawczych w zakładach elektrycznych o wysokim napięciu.

W „Monitorze Polskim” z dnia 27. lipca b. r. Nr. 168, poz. 209, zostało ogłoszone rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 6. lipca 1923 r. w przedmiocie przepisów technicznych, dotyczących linii elektrycznych prądu silnego.

CZĘŚĆ NIEURZĘDOWA.

Metoda wykreślna obliczania powierzchni figur płaskich i kubatury wycinków trasy w robocie ziemnej.

(Ciąg dalszy).

Różne wykreślne metody stosowane są przede wszystkim przy obliczaniu powierzchni przekrojów poprzecznych. Autorowie tych metod dochodzą do wykreślnego rezultatu, opierając się zwykle na powierzchni przekroju całego i nie idą po drodze analitycznej, jak to poniżej przedstawiono. Przekroje mają kształt po obu stronach osi trasy symetryczny, o ile weźmiemy pod uwagę poziomą wyrównaną koronę robót ziemnych i skarpy o stałym nachyleniu; zmiennymi elementami pozostaną wysokość robót, szerokość korony i pochylenie terenu. Chcąc zastosować metodę kalki z linjami powierzchni, musimy ją według warunków stałych i zmiennych przeliczyć i dla szybkiego i łatwego obliczania powierzchni przekrojów dostosować.

Przyjmijmy do obliczenia linii powierzchni nasypu przekrój w nasypie, fig. 1. Początek układu współrzędnych w punkcie przecięcia się osi drogi z terenem oznaczonym przez równanie I . . . $y = mx$

prawą skarpe II . . . $y = -ax + b$

przetną się w punkcie $[x_1, y_1]$, więc $y_1 = mx_1 = -ax_1 + b$, stąd $b = x_1(m + a)$. Zaś powierzchnia całego trójkąta OPC , t. j. wraz z powierzchnią $\triangle C$ nad koroną, będzie:

III . . . $P = \frac{1}{2} b x_1 = \frac{1}{2} x_1^2 (m + a)$.

Gdy przyjmiemy dla nasypu $a = 1 : 1.5$, przyczem m

będziemy zmieniać dla każdego z góry obranego P_n , to wartości na x_1 otrzymane z równania III, a zestawione w poniższej tabeli, wskażą nam na przynależnym terenie (dla wszystkich linii pow. stale pod pewnym m wyrysowanym) w odległości poziomej od osi Y -nów, punkty wierzchołkowe trójkątów o powierzchni P_n , dla której te wartości na x_1 zostały obliczone (obliczanie y_1 jest tu zbędne).

m	$1/3$	$1/5$	$1/7$	0	$-1/7$	$-a$	
$x =$	$\sqrt{2} P$	$\sqrt{\frac{15}{6.5}} P$	$\sqrt{\frac{21}{8.5}} P$	$\sqrt{3} P$	$\sqrt{\frac{21}{5.5}} P$	∞	Uwaga
P_1	5	3.16	3.4	3.52	3.88	4.37	∞ krzywa
P_5	10	4.46	4.8	4.97	5.48	6.18	" "
P_{10}	15	5.48	5.9	6.10	6.70	7.58	" "
P_{20}	20	6.33	6.8	7.04	7.75	8.74	" "
							P_5
							P_{10}
							P_{15}
							P_{20}

Wogóle postępowanie przy rysowaniu linii jest takie samo, jak już opisywano. Rysujemy więc przez środek układu linie terenu, nachylone pod m_1, m_2, m_3, \dots wyznaczamy na nich punkty w odległości x_1 od osi Y -nów, którego wartości obliczono n. p. dla $P_n = 10$, i łączymy

je w krzywą ciągłą P_{10} . Temsamem otrzymujemy miejsca geometryczne wierzchołków trójkątów o powierzchni $P_{\Delta} = 10$. Podobnie postępujemy przy wykreślaniu dalszych linii $P_5, P_{10}, P_{20} \dots P_n$. Jeżeli chcemy obliczać powierzchnię po obu stronach osi Y -nów, to linie pow. musimy wyrysować symetrycznie do osi X -nów po obu stronach te same, gdyż te same warunki mogą zachodzić po obu stronach osi trasy. Zastosowanie tych linii pow. w praktyce może odbyć się przy pomocy n. p. kalki, na którą trzeba je przerysować. Obliczenie powierzchni przekrojów przeprowadza się łatwo, polega ono bowiem na odczytaniu wartości $|A|$ w punkcie A , powstałym z przecięcia się dwu prostych, tworzących z osią Y -nów trójkąt, z których jedna musi przechodzić przez środek układu, druga zaś musi być równoległa do asymptoty.

Wynika stąd, że środek układu musi leżeć na terenie (niekoniecznie w osi drogi), że asymptota musi być równoległa do skarpy nasypu, że pole trójkąta $\triangle C$ nad koroną, jako nie zawierające roboty ziemnej, należy obliczyć (odczytując wartość jego w rzucie $|B_r|$ na równoległym do korony kierunku, a więc przy przekrojach na osi X -ów) i odjąć od wartości $|A|$ całego trójkąta AOW . Jeżeli teren jest falisty, to wystarczy go wyrównać według jednej lub dwu prostych, fig. 7, 8. Ostatecznie powierzchnię przekroju otrzymamy według równania:

$$P_n = P_p + P_r = |A| - |B_r| + |A'| - |B_r'| = |A + A'| - |B_r + B_r'|.$$

Pomiar przekrojów przy pomocy kalki dzieli się na dwa sposoby, zależnie od tego: $A)$ czy przekrój, który obliczamy, posiada nachylenie skarp to samo, co i asymptota linii powierzchni, używanych do jego pomiaru, $B)$ czy też nachylenia te są różne.

$A)$ Nachylenie skarp i asymptot zgodne. Stawiam środek układu kalki na linii terenu w osi drogi, fig. 7, lub w załomie terenu, fig. 8, lub wreszcie na przecięciu się terenu z koroną, fig. 13, (przy przekroju odcinkowym), uważając, aby oś Y -nów była równoległa do pionowej w osi profilu (a tem samem asymptota będzie już równoległa do skarpy). Otrzymany odczyt w punkcie A dotyczy pola zamkniętego terenem, skarpią i osią Y -nów. Ażeby obliczyć pole trójkąta $\triangle C$, dla odjęcia go, należałoby przesunąć środek układu wzdłuż osi Y -nów aż do jego podstawy; wówczas otrzymalibyśmy odczyt w punkcie B . Zamiast tego przesuwamy podstawę trójkąta do środka układu i tu na osi X -ów otrzymujemy odczyt $|B_r|$ w rzucie punktu B . Zamiast tego przesuwamy podstawę trójkąta do środka układu i tu na osi X -ów otrzymujemy odczyt $|B_r|$ w rzucie punktu B na oś X . (Dla ułatwienia rzutowania kreślimy na kalce ołówkiem kilka linii pionowych). Wartość pola przekroju po prawej stronie osi Y -nów określa równanie:

$$P_p = |A| - |B_r|.$$

Tę samą czynność wykonąć musimy po drugiej stronie przyjętego położenia osi Y -nów, aby otrzymać część lewą powierzchni przekroju $P_l = |A'| - |B_r'|$.

$B)$ Nachylenie skarp i asymptot różne. Wielobok przekroju dzielimy na dwa lub trzy trójkąty i obliczamy powierzchnie każdego z nich osobną, w sposób wyżej opisany, tłumaczący użycie linii pow., obliczonych dla jakiegokolwiek nachylenia asymptoty. Polega on na dotrzymaniu stale tych samych warunków, t. j.: 1. wierzchołek dwu boków trójkąta musi być w środku układu, fig. 9; 2. bok trzeci musi być równoległy do asymptoty; 3. $P_{ABC} = |B| - |C|$.

Gdy wielobokiem jest czworobok, to zamiast przesunąć układ we wierzchołki A, C, E celem obliczenia po-

szczególnych pól, możemy zastosować metodę z wierzchołka stałego D , fig. 10, przyczem układ na kalce możemy skręcać, nastawiając asymptotę równoległą do trzeciego boku każdego mierzonego trójkąta, lub też możemy go trzymać stale w położeniu raz obranego kierunku, a powierzchnię czworoboku obliczyć według wzoru:

$$P_{ABCD} = |A \mp B_r| \mp |C \mp C_r|,$$

wyprowadzonego poniżej przy równoległości asymptoty do kierunku boku AB .

$$\begin{aligned} \text{Z figury widzimy, że } P_{ABCD} &= P_{ARD} + P_{CBD} \\ P_{ABD} &= |A - B|. \end{aligned}$$

Przedłużmy bok BC do K i zniźmy go aż do środka układu w położenie równoległe DB_r z rzutami końców boku C_r, B_r :

$$\begin{aligned} P_{CBD} &= P_{BDW} - P_{KBW} - P_{KCD} \\ P_{KCD} &= P_{DC2} - P_{KC2} = |C - C_r|. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{CBD} &= |B - B_r| - |C - C_r| \\ P_{ABCD} &= |A - B + B - B_r| - |C - C_r| = |A - B_r| - |C - C_r|. \end{aligned}$$

Jeżeli bok CB posiadał nachylenie takie, że kierunek jego, poprowadzony przez środek układu, przechodziłby niżej kierunku asymptoty, to rzut $| - C_r |$ zmieni się na $| + C_r |$ i wymagane będą linie powierzchni poniżej asymptoty jak fig. 3. Jeżeli bok CB przejdzie na drugą stronę osi Y -nów, to przedzielone przez oś powierzchnie obliczamy oddzielnie a wzór otrzymamy podobny: $P_{ABCD} = |A \mp B_r| + |C \pm C_r|$.

Przy obliczaniu wieloboku o większej liczbie boków postępowanie podobne prowadzi do wzoru mniej prostego. Wówczas bardziej nadającą się będzie metoda od prostej, fig. 11, zwłaszcza, gdy linię terenu możemy użyć jako tę prostą podstawową.

Obliczanie powierzchni przekopów przeprowadza się podobnie jak nasypów, gdyż obrys robót ziemnych w przekopie jest podobny do odwróconego obrysu robót w nasypie, fig. 12, 13. Linie powierzchni wykreślone na kalce obliczamy dla nachylenia skarp przekopu, zwykle $a = -1 : \frac{4}{5} = 4 : 5$, przyczem dla przyspieszenia obliczeń rysujemy je po obu stronach osi Y -nów. Przy obliczaniu powierzchni przekroju odcinkowego zauważyć należy, że wyrównująca prosta w koronie drogi może być inną dla powierzchni nasypu a inną dla powierzchni przekopu, a więc i środek układu może zmienić położenie przy obliczaniu z osobna tych powierzchni.

Również szczególną uwagę trzeba zwrócić na punkty przecięcia się prostych (ustalić i naznaczyć je wyraźnie), zwłaszcza gdy teren jest linią łamaną (należy go wyrównać).

Obliczając powierzchnie przekrojów przy pomocy kalki z liniami powierzchni, stwierdzamy, że manipulacja nie jest zależna: 1. od wysokości robót ziemnych, 2. od szerokości drogi, 3. od pochylenia terenu płaskiego, 4. od rodzaju przekroju, czy on odcinkowy, czy pełny, 5. od pochylenia skarp, gdyż możemy zastosować podział wieloboku na trójkąty. Ponadto jako zaleta przyłącza się łatwość przemiany figur tej samej powierzchni, której używa się przy obliczaniu kubatury robót wzorami dokładnymi.

Dla przykładu przeprowadźmy transformację przekroju z fig. 7 o terenie pochyłym na przekrój tej samej powierzchni o terenie poziomym, fig. 14, przy użyciu kalki z liniami powierzchni o zgodnym pochyleniu asymptot i skarp. Kładziemy kalkę na przekrój, fig. 7, w osi drogi, znajdujemy powierzchnię trójkąta $AA'W$ — $P_{AA'W} = |A| + |A'|$ (wraz z trójkątem $2\triangle C$). Jeżeli wartość tę przepołożymy i dla tej połowy znajdziemy odczyt na osi X -ów po obu

stronach środka układu $\frac{P\Delta}{2} = |A_1| \mp |A_1'|$, to w tych punktach odczytu otrzymamy końce podstawy poziomej trójkąta A_2WA_1' . Wystarczy w jednym z tych punktów wystawić pionową aż do przecięcia się z asymptotą w punkcie K , ażeby otrzymać całkowitą wysokość $H = h_1 + y = AK$, skąd wysokość samego profilu $y = H - h_1 = AK - h_1$, gdy h_1 jest wysokością trójkąta leżącego nad koroną.

Podczas transformacji przekrojów odcinkowych musimy dodawać powierzchnię również całego trójkąta nad koroną, t. j. $2\Delta C$.

II.

Najogólniejszy wzór dokładny na obliczenie kubatury każdego pryzmatoidu jest:

$$V = \frac{l}{6}(P_p + 4P_s + P_K),$$

gdy przez P_p , P_s , P_K oznaczono powierzchnie przekrojów na początku, w środku i na końcu jego długości l . Wzoru tego w praktyce nie stosujemy, jedynie we wypadkach nadzwyczajnych, wymaga on bowiem zdjęcia podwójnej liczby przekrojów w całej trasie.

W praktyce zwykle obliczamy kubaturę wzorem przybliżonym: $V = \frac{1}{2}l(P_1 + P_0)$. Wzór ten mógłby stosować się do obliczenia objętości graniastosłupa o podstawach prostokątnych a jednej tylko ścianie pochylonej. Stosowany do innych figur przynosi błędy; z tych błęd, odnoszący się do obliczenia trasy, bliżej rozpatrzemy, porównując wzór przybliżony za wzorami dokładnymi.

Najnowszy wzór dokładny na kubaturę wycinka trasy i opartą na nim konstrukcję wykreślną z zastosowaniem przy profilach o terenie poziomym wyprowadził D. Inż. Treiber w *Zentralblatt der Bauverw.* Berlin z dnia 28. II. 1923: „Neues Verfahren zur genauen Massenermittlung bei Erdarbeiten“.

$$V = l \left[\frac{m}{3}(y^2 + y y_0 + y_0^2) + \frac{b}{2}(y + y_0) \right] = l(p_s)$$

w formie potrzebnej dla zastosowania i wyprowadzenia metody wykreślniej:

$$V = l \left[\frac{m}{3}(y + y_0)^2 + \frac{b}{2}(y + y_0) - \frac{m}{3}y y_0 \right] = l(p_s),$$

gdzie y , y_0 są wysokościami w osi profilów początkowego i końcowego danego wycinka trasy na terenie poziomym w kierunku poprzecznym do trasy, b jest szerokością profilu w koronie, zaś nachylenie skarp 1 : m .

O ile więc teren w kierunku poprzecznym do trasy jest pochyłym, zastosowanie powyższego wzoru i metody wymaga przemiany końcowych profilów każdego wycinka. Chcąc uniknąć dodatkowej pracy, jakiej wymaga przemiana profilów i następnego postępowania wykreślnego dla wyszukania powierzchni i średniego przekroju potrzebnego do wzoru $V = lp_s$, musimy sprawę tę przeprowadzić jak poniżej.

Przyjmijmy jako zasadę, że przy wycinkach trasy mamy teren płaski (pochyły lub poziomy). Przyjęcie to nawet dla terenu o powierzchni zwichrowanej nie będzie błędem, gdyż przy zastosowaniu przemiany figur tej samej powierzchni dozwoli nam profile wycinka trasy upodobnić do siebie i sprowadzić wycinek na teren płaski, (niekiedy poziomy), czego zresztą wykreślnie przeprowadzać nie będziemy, transformacja zaś w samym wzorze będzie uwzględniona. Jeżeli narysowany wycinek trasy w nasypie, fig. 15, uzupełnimy do ostrosłupa około osi w linii grzbietowej wycinka, to zobaczymy, że wycinki naszej

trasy są czwartą częścią ostrosłupa (ściętego) i obliczać powinniśmy je według wzoru:

$$V_i = \frac{V_c}{4} = l \left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{1}{4} P_p + \frac{1}{4} P_K + \frac{1}{4} \sqrt{P_p P_K} \right) - \frac{b^2}{4m} \right\},$$

gdy nachylenie skarp 1 : m ,

zaś $\frac{1}{4} P_p = P_o$, $\frac{1}{4} P_K = P_1$, $\frac{b^2}{4m} = C$ jest stałym,

to $V_i = l \left[\frac{1}{3} (P_1 + P_o + \sqrt{P_1 P_o}) - C \right] = l [P_s - C]$,

jeżeli $P_s = \frac{1}{3} (P_1 + P_o + \sqrt{P_1 P_o})$.

Wzór ten zastosowany w praktyce daje dokładne wartości przy pomocy tablicy P_s wykreślonej i obliczonej według ostatniego wzoru, na której dla danego P_1 , P_o , znajdujemy odpowiadające P_s , jak fig. 16. Obliczenie dokładne kubatury przy użyciu tablicy jest łatwym, wymaga bowiem tylko zapamiętania, że P_o , P_1 są to powierzchnie trójkątów (uzupełnionego profilu) zawarte między liniami skarp a linią terenu, przez co mogą zajść trzy wypadki.

A) Linja terenu odcina profile pełne po obu stronach wycinka drogi, fig. 15 A. Wówczas obliczamy powierzchnie P_o , P_1 dla profilów uzupełnionych polem, nad koroną każdego położonym, do trójkątów zamkniętych liniami skarp a linią terenu (płaskiego); dla tych wartości P_o , P_1 znajdujemy z tablic wartości P_s przekroju średniego, który tem samem będzie również uzupełnionym. Kubatura wycinka trasy uzupełnionego do ostrosłupa będzie $V_1 = l P_s$, jeżeli odejmiemy objętość graniastosłupa zaliczonego nad koroną trasy $V_2 = l C$, to pozostanie kubatura wycinka trasy $V_i = V_1 - V_2 = l (P_s - C) = l p_s$.

B) Płaszczyzna terenu odcina z jednej strony wycinka trasy profil pełny, a z drugiej odcinkowy. Ponieważ wycinek posiada jeden profil pełny, musimy więc uzupełnić go do ostrosłupa i kubaturę obliczyć według wzoru pod A): $V = l (P_s - C) + \frac{1}{3} P_a w$.

Wartość $\frac{1}{3} P_a w$ dotyczy objętości ostrosłupa o podstawie P_a , zaś wysokości, sięgającej do przecięcia się krawędzi wycinka trasy z terenem, którą od strony profilu odcinkowego musimy dodać, ażeby mieć możliwość odjęcia objętości graniastosłupa $V_2 = l C$, jak na fig. 15 B.

C) Płaszczyzna terenu odcina profile odcinkowe po obu stronach wycinka trasy. W tym wypadku bez uzupełniania mamy do czynienia z ostrosłupem, dlatego do rachunku bierzemy odcięte powierzchnie samych profilów a kubaturę obliczamy według $V = l p_s$.

Jeżeli obliczamy kubaturę przekopów, to rachunek i postępowanie przeprowadzamy podobnie jak przy obliczaniu nasypów, gdyż profile przekopów są podobne do odwróconych profilów nasypowych.

Kubaturę rowów, rezerw, odkładów, licząc według tych wzorów przy użyciu dokładnej tablicy dla P_s , także otrzymujemy dokładną.

Porównując przybliżony wzór na kubaturę z dokładnym otrzymamy przy profilach pełnych:

a) $\frac{1}{2} (P_o - C + P_1 - C) = \frac{1}{3} (P_o + P_1 + \sqrt{P_o P_1}) - C + R_p$,
gdzie R_p oznacza wyrównującą wartość równania, w końcu otrzymamy: $R_p = \frac{1}{6} (\sqrt{P_1} - \sqrt{P_o})^2$;

b) przy profilach odcinkowych otrzymamy podobnie:

$$R_o = \frac{1}{6} (\sqrt{P_1} - \sqrt{P_o})^2$$

maximum R_p otrzymamy dla $P_o = C$ $\max R_p = \frac{1}{6} (\sqrt{P_1} - \sqrt{C})^2$

minimum R_p „ „ $P_o = P$ $\min R_p = 0$

maximum R_o „ „ $P_o = 0$ $\max R_o = \frac{1}{6} P$

minimum R_o „ „ $P_o = P_1$ $\min R_o = 0$.

Stąd widzimy, że największy błąd popełniamy, licząc wzorem przybliżonym wycinki trasy o profilach odcinko-

wych; wartość tego błędu może dojść do $\frac{1}{6} p$, jeżeli przez p nazwiemy podstawę ostrosłupa wycinka, dla którego p_0 jest zerem.

Porównując dokładny wzór inż. Treibera, który wyżej podano z dokładnymi wzorami przy użyciu tablicy P , widzimy, że wzór i metoda wykreślona inż. Treibera nadaje się do obliczenia kubatury trasy, której profile po-

przecznne mają linię terenu poziomą, wówczas możemy tych profilów nie zdejmować, gdyż kubaturę obliczymy z profilu podłużnego trasy; skoro teren jest pochyłym to wymagana jest przemiana powierzchni profilów na teren poziomy, zaś przy profilach odcinkowych przemiana figur nie pomaga, a wzór i metoda dają wynik błędny.

(Dok. nast.).

Deptaki maziowane.

(Ciąg dalszy).

4. Sposoby użycia mazi i smoły.

a) Sposoby typowe.

Sposobów zasadniczych użycia mazi i smoły do nawierzchni żwirowych jest trzy a raczej dwa tylko: albo lepiszcze rozlewa się po żwirze na drodze w tym celu, aby on nim nasiąknął, albo miesza się poprzednio żwir z lepiszczem, które ma otoczyć kamyki dokładnie, tworząc z nimi rodzaj betonu.

Pierwszy sposób — napawania — dzieli się na dwa sposoby — polewa się albo żwir uwałkowany czyli gotową, w zwykłe sposoby, przy użyciu wody i okruszków wykonaną żwirówkę, albo rozścielony suchy żwir polewa się najpierw mazią lub smołą i dopiero wałkuje. Nazwy tych odmian to naziowanie powierzchniowe i maziowanie wgłębne. Drugi sposób — mieszania — zowie się betonem maziowym lub termakadamem; nazwę „termakadam“ stosują w języku angielskim, francuskim i niemieckim.

Omówimy dokładniej maziowanie powierzchniowe, które znajduje dobre zastosowanie na deptakach o słabym ruchu i termakadam. Maziowanie wgłębne niezbyt zaleca się na deptaki wobec betonu maziowego. A to z powodu większych ilości mazi, nieco większej robocizny i gorszego zachowania się w czasie roboty wobec deszczu; nadto trudniej wykonać powłokę cienką, np. 2 cm grubości tylko, niż z termakadamu.

Zanim jednak opiszemy powyższe sposoby o takim toku postępowania, jaki dziś uchodzi za najlepszy, przyjrzymy się pokrótce różnym innym metodom i wykonanym pracom.

b) Sposób Purnell Hooley'a z r. 1894 umyślny dla deptaków.

Do dobrze wyczyszczonego kotła żelaznego nalewa się mazi i podgrzewa ją łagodnie przez godzinę, a następnie przy nieustannym mieszaniu dorzuca się smoły, cementu portlandzkiego i żywicy w następującym stosunku: na 181·6 l mazi daje się 12·7 kg cementu i 2·7 kg żywicy. Masę tę gotuje się, aż stanie się jednolitą, poczem wylewa się ją do innego kotła, koryta i t. p. i dorzuca się już tam materiał kamienny suchy i ogrzany, miesza, aż masa stanie się kleistą, lepką. Masa ta schnie przez cztery tygodnie. Materiał kamienny to czysty, przemity żwirek rzeczny, okruschy i miał z kamieniołomów lub żużel rozdrobniony, dla utworzenia różnych mieszanin dorzucane raz jako większe kamyki, potem jako drobne, a na koniec jako miał.

Na pokładzie na zimno rozściela się pierwszą mieszaninę z grubszymi kamykami w warstwie 0·05 m grubej, ugniata się ją wałkiem bardzo silnie, a potem drugą mieszaninę z drobnymi kamykami kładzie się w trzech kolejnych warstwach po 0·015 m grubości, i każdą warstwę z osobna wałkuje. Na wierzch przychodzi dalsza warstwa 0·025 m gruba z bardzo drobnym, prawie miałkim ma-

terjałem kamiennym a na nią powłoka na gorąco z mazi, smoły, cementu i żywicy. Kończy wykonanie posypanie, póki powłoka nie stężała, piaskiem lub pyłem żużlowym, zmieszany z cementem portlandzkim w stosunku 7:1.

Deptaki tym sposobem wykonane były bardzo dobre. Jest on nieco skomplikowany; drogi i wskutek domieszki cementu i żywicy i nieco zwiększonej robocizny; warstwa maziowana bywała przy tym sposobie bardzo silna, bo aż 12 cm gruba.

c) Sposób „Aeberli“, wprowadzony w r. 1906 przez inżyniera szwajcarskiego nazwiskiem Aeberli. Jest to beton maziowy, którego składników, a więc rodzaju i ilości mazi i rodzaju i ilości części kamiennych literatura bliżej nie podaje jako sposobu strzeżonego patentem.

Wykonuje się go na pokładzie kamiennym lub żwirowym, silnie uwałkowanym.

Beton ten przygotowuje się na dłuższy czas przed robotą. A mianowicie żwirek o średnicy 20 do 2 mm, zupełnie suchy i ogrzany do temperatury około 50° C, miesza się z gorącą mazią, poczem odkłada na hałdę, na kupy pod dachem i przykrywa warstwą piasku 0·03 m grubą, pozostawiając go w tym stanie bez poruszania na przeciąg około 3—4 tygodni. Mieszanie wykonuje mieszarka. W tym okresie czasu maź zaczyna schnąć i przetwarzać się. To przetwarzanie się nie zostało dotychczas dokładnie wyjaśnione, a mianowicie, jakie powstają przemiany w mazi. Skutkiem jednak tego przetwarzania maź w cienkiej powłoce, jaką otacza materiał kamienny, staje się osobliwie plastyczną i szepną, to jest nabiera własności kleistych. Maź gęstnieje na rodzaj smoły miękkiej i bardzo lepkiej.

Po tym czasie można ten beton kłaść na deptaki w warstwie dwa razy tak grubej, jak średnica kamyków, a więc 2—5 cm. Używa się go również na jezdniach. Rozścielony na zimno beton wałkuje się jednakowoż nie od razu, lecz z przerwami jednodniowymi aż powłoka nie nabierze pożądanej gęstości i mocy. W tym też celu po skończonym wałkowaniu a przed puszczeniem ruchu pozostawia się powłokę najmniej przez 3 do 4 dni, a lepiej przez 8 dni, działaniom powietrza i słońca. Maź przez te dni tęższe i powłoka staje się dostatecznie twardą, mocną i nieprzepuszczalną.

Przed ostatecznymi przetoczeniami wałka wyrównuje się powłokę za pomocą betonu o drobnych kamyczkach względnie piasku, ale tak samo przyrządzonego jak beton główny, po ukończeniu zaś wałkowania maziuje jeszcze powierzchniowo.

Do wałkowania powłoki, używa się na deptakach wałków, opisanych w ustępie 5 c.

Przez szereg pierwszych dni po otwarciu ruchu na jezdni czy na deptaku należy je doglądać, aby ewentualne zagłębienia czy koleiny, jakie na powłoce nie stężałej jeszcze ostatecznie mogą powstać, natychmiast zapomocą

betonu — kładzionego na gorąco i ubijanego ręczną dobnia — wyrównać.

Sposobem Aeberliego i sposobem Inspektoratu Drogowego m. Zurichu wykonano tamże do końca r. 1911 blisko 10.000 m² deptaków jako chodników ulicznych, przyczem opinia techniczna poleca je jako odpowiednie. Podobne opinie o betonach maziowych podają zarządy miast szwajcarskich Winterthur, St. Gallen, Baden, Chur i Bazyleja.

Ponieważ sposób „Aeberli“ jest obcy i patentowany, więc wątpliwie jest, czy u nas znalazłby dziś zastosowanie jako ten system, brany z Szwajcarii. Natomiast nie stoi nic na przeszkodzie, aby wykonywać deptaki czy jezdnie z betonu maziowego czyli z termakadamu, w podobny sposób przygotowanego.

d) Miasto Freiberg w Saksonji, położone na północnym stoku Gór Kruszcowych, 420 m n. p. m., posiada dosyć ostry klimat. Zima zaczyna się nieraz w październiku z częstymi i obfitymi opadami śnieżnymi i ostrym mrozem, w maju przelatują niekiedy zawieje śnieżne a zimne noce ciągną się często aż do lata. Wykonywa się tam od dziesiątek lat maziowanie deptaków, powstałe samorodnie, niezależnie od wynalazków zagranicznych. Maziują przedewszystkiem deptaki, leżące w spadkach, gdzie nlewy wymywają żwir, gdzie przeto ich utrzymanie jest droższe; dalej maziują aleje spacerowe, gdyż maziowanie nie dopuszcza rozpanoszenia się na nich trawy i chwastów; usuwanie ich jest kłopotliwe, kosztowne i ma krótkotrwały efekt.

Wykonanie jest zupełnie proste. Ponieważ grunt jest nieprzepuszczalny, wykonuje się pokład kamienny (prawdopodobnie niezbyt gruby i prawdopodobnie wałkowany), na którym rozściela się maziowany żwirek w warstwie do 10 cm grubej i wałkuje wałkiem ogrodowym o wadze (50 ctn) 2500 kg (?). Żwir miesza się z mazią na miejscu roboty — a niewiadomo czy na gorąco, czy na zimno — tak lekko, że kamyki nie szepią się wzajemnie i dałyby się nawet przetrząść przez sito. Pod koniec wałkowania rozrzuca się jeszcze po wierzchu deptaka nieco drobnego, suchego, niemaziowanego żwiru. Na tem kończy się robota. Sposób ten okazał się nadzwyczajnie dobry.

Deptak nie wygląda czarno, jest miękki i elastyczny, schnie szybko, jest równy i gładki. Początkowo nie wytwarza kurzu zupełnie, później bardzo mało. Również nie odczuwa się przykrych zapachów. Nie dostrzeżono też żadnych szkodliwych oddziaływań na roślinność i drzewa. Utrzymanie polega na maziowaniu powierzchniowym co parę lat i na łataniu nielicznych, małych wybojów.

Równie dobre doświadczenia poczyniono tam z maziowaniem powierzchniowym starych deptaków żwirowanych, o ile maziowanie odnawiano co 2 do 3 lat. Maziowanie to wykonywano początkowo zapomocą polewaczek (konewek) i szczotek, później aparatem wyrobu firmy Breining.

Z powyższego opisu wynika, że żwirówki maziowane a to i beton maziowy i maziowanie powierzchniowe nadają się znakomicie na deptaki w klimacie dość ostrym.

Zaznaczyć wypada, że wykonanie nie jest wolne od zarzutów, skoro np. używa mazi z znaczną zawartością wody i amonjaku. A mimo to deptaki trzymają się doskonale.

e) W Zurichu wykonują od r. 1908 deptaki, podwórza i t. p. z betonu maziowego bardzo pojedynczo. Mieszanka składa się z 300 l okruszków i mialu, jakie pozostają przy wyrobie maszynowym żwiru drogowego czy kolejowego, 300 l piasku i 60—65 l mazi. Materiały te bez żadnego poprzedniego suszenia lub ogrzewania miesza

się na zimno ręcznie, ale możliwie dokładnie. Mieszankę rozściela się na pokładzie w warstwie grubości 4 cm i wałkuje ręcznym wałkiem, przez co grubość spada na 3 cm. Potem zamyka się deptak dla ruchu na tydzień; w tym czasie paruje ewentualnie woda z mazi i uchodzą lekkie oleje, przez co powłoka tężeje. Po tym tygodniu posypuje się deptak piaskiem, aby związał resztki niestężonej mazi i puszcza ruch. Wskazaniem jest po 8 dniach po oddaniu dla ruchu pomaziować deptak powierzchniowo, lekko, i posypać znowu piaskiem.

Sposób powyższy jest istotnie bardzo prosty — badając czy nie najelementarniejszy z używanych sposobów — i bardzo tani. Należy jednak corocznie powtarzać owo powierzchniowe maziowanie.

f) W Krakowie wykonano przed wojną szereg deptaków maziowanych pod kierownictwem ówczesnego radcy bud. miej. p. inż. Konrada Goreckiego, którego uprzejmości zawdzięczam poniżej podane informacje.

Na Plantach wykonano w r. 1913 i 1914 rozległe roboty z betonu maziowego. Deptaki te mimo zaniechania przez czas wojny jakiegokolwiek konserwacji znajdują się w bardzo dobrym stanie. Czas jednak już pomaziować je powierzchniowo. Obawy ogrodników, poruszane w czasie wykonywania deptaków na Plantach w miejscowej prasie, że przez maziowanie ucierpią drzewa, okazały się zupełnie płonne. Drzewa, tuż przy deptakach rosnące, nie wykazują najmniejszych śladów, aby sąsiedztwo maziowanego deptaka szkodliwie na nie oddziaływało.

Również część chodnika w ul. Kopernika przed budynkiem akocyzy miejskiej, wykonana z termakadamu, do dziś nie wykazuje, mimo pewnie też braku konserwacji, najmniejszego zużycia i wygląda zupełnie jak chodnik z asfaltu lanego. W Rynku głównym w r. 1914 rozszerzony chodnik z asfaltu lanego u wylotu ul. Wiślniej uzupełniono betonem maziowym bez różnicy w wyglądzie i zachowaniu się.

Do betonu używano żwirku porfirowego z Miękińki i dystylowanej smoły (preparowanej częściowo) z Gazowni Miejskiej.

Oprócz tego wykonano w r. 1911 maziowanie powierzchniowe w Aleji 3 Maja.

Mieszankę żwiru i mazi przygotowano na jakiś czas przedtem, gdy maź była albo zupełnie nieprzerabiana albo niedostatecznie preparowana. Wtedy używano odleżalego termakadamu, podobnie jak w sposobie Aeberliego.

Maź preparowaną zaś mieszało ze żwirem odrazu na miejscu roboty maszynowo.

g) Spadki poprzeczne i podłużne.

Wielkości tych pochyłości nie są dotychczas bezwzględnie na podstawie doświadczeń ustalone. Wywierają na ich przyjęcie wpływ miejscowe stosunki klimatyczne. Gdzie częste są dłuższe okresy lepkiego błota lub gołedzi, tam pochylenia te należy założyć mniejsze.

Przyjmuje się obecnie dla deptaków maziowanych powierzchniowo pochylenie poprzeczne 0·01, najwyżej 0·03, pochylenie podłużne około 0·05, dla termakadamu poprzeczne 0·015 do 0·02, podłużne około 0·04.

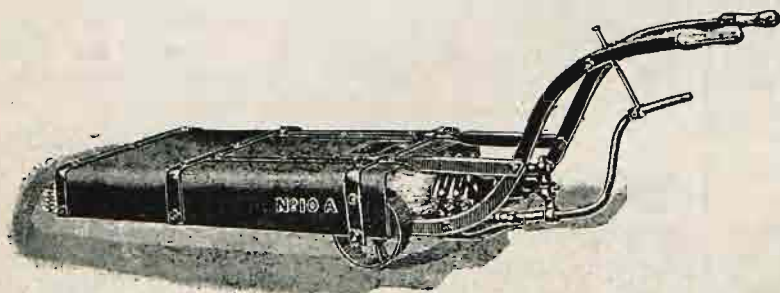
h) Maziowanie powierzchniowe.

Wykonanie maziowania powierzchniowego polega na trzech czynnościach: na przygotowaniu deptaka, na przygotowaniu i rozlanu mazi i na robotach końcowych.

Najlepiej przygotowanym będzie deptak stary, uchodzony, jeśli nie posiada wybojów, to jest jeśli jest gładki i o przepisany przekroju poprzecznym. Deptak stary, ale nierówny, falisty, niezakończony w pożądanym przekroju poprzecznym należy poprawić, usunąć niedomagania, na-

stępnie na dłuższy czas — pół do jednego roku zależnie od nasilenia ruchu przechodniów — wystawić na działanie opadów i ruchu, aby te zagęściły i ugniotły ostatecznie wałkowany żwir i dopiero po tym niejako naturalnem zarobieniu deptaka przystąpić do jego maziowania. Powyższa wskazówka odnosi się również a nawet głównie do deptaków nowych, które po wykonaniu ruchu i opady dopiero dobrze ubijają, zagęszczają.

Wtedy, zamknąwszy deptak zupełnie dla ruchu, należy go oczyścić z wszystkiego, co przeszkadzałoby nasiąknięciu kamyków mazią; są to kurz, wilgoć i zanieczyszczenia organiczne. Kurz i zanieczyszczenia usuwa się dokładnem zamiataniem miotłami a nawet szczotkami. Gorzej z wilgocią; polanie mokrej żwirówki mazią mija się z celem roboty, bo maż pozostanie na wierzchu, nie wsiąknie i nie stwardnieje. Dlatego wypadłoby żwirówkę osuszyć czy przy pomocy wałka żelaznego, ogrzewanego z piecyka koksowego, zawieszzonego wewnątrz na osi, jakiego używa się przy wykonaniu powłoki z asfaltu ubijanego, czy też przy pomocy umyślnych aparatów, pieców płaskich, rys. 1, używanych na zachodzie. Najlepiej jednak, bo i najskuteczniej i najtaniej, odczekać, aż deptak sam



Rys. 1.
Piecyk do osuszania „Wells“.

obeschnie dostatecznie głęboko. Dlatego maziować powinno się jedynie podczas długotrwałej, pięknej pogody ciepłej, nawet upalnej, jeśli nie chcemy tracić i czasu i pieniędzy. Osuszanie sztuczne podwyższa niestosunkowo cenę jednostkową. A zatem u nas ani wczesną wiosną, ani późną jesienią.

Nie oznacza to wcale, aby nie wykonywać maziowania, ponieważ wogóle deszcze padają. Deszcz tylko zmywa, oczyszcza powierzchnię gotowego deptaka. Przykładem jest Anglja, kraj obfity w deszcze, gdzie nawierzchnie maziowane trzymają się doskonale.

Po oczyszczeniu przystępuje się do rozlewania mazi, ogrzanej w jednym z opisanych w ust. 5 a aparatów. Polewa się jedynie tylko taką ilością mazi, aby wypełniła i nasyciła lepizcze między kamykami i powlekła całą powierzchnię cieniutką warstwą. Warstwa grubsza schnie długo i tworzy jakby płytkie kałuże, w których wala się obuwie przechodniów i z których ono maż roznosi. Kałuże przemieniają się w błoto pod wpływem wilgoci i deszczu.

Ilość mazi potrzebnej na polanie $1 m^2$ wynosi prawie tyle co na jezdniach, to jest od $1 kg$ do $2 kg$, zależnie od materiału kamiennego, zagęszczenia deptaka, płynności mazi i temperatury powietrza. Mniej wychodzi mazi, gdy żwir jest wapienny, a zatem sam z natury łatwiej z sobą się wiążący, więcej gdy żwir pochodzi z skał twardych a szklistych.

Po rozlaniu, czy to ręcznem z wiader, czy sitami z małych aparatów, należy poprawić to rozlanie przez robotników, jednego lub kilku, którzy przy pomocy ostrych

szczotek z piassawy, osadzonych na długich styliskach, rozścierają maż równomiernie po całej powierzchni deptaka, aby wszędzie wsiąkła, wszystko powlokła, aby nie gromadziła się w płaskich zagłębieniach. Miejsca niepowlezione mazią są szkodliwe dla trwałości maziowania, gdyż przez nie jako przez dziury woda dostaje się pod powłokę maziową, oddziela ją od kamyków, przez co powłoka szybciej niszczeje.

Maż ogrzewa się na miejscu roboty, możliwie do $110^{\circ} C$, jeśli nie zawiera wody. Przepisy angielskie polecają ogrzewać maż Nr. 1 do $105^{\circ}-115^{\circ} C$, Nr. 2 do $127^{\circ}-138^{\circ} C$. Jeśli maż zawiera wodę, a zawiera ją każda maż niepreparowana, nie da się ogrzewać wyżej 70° do $80^{\circ} C$, gdyż się burzy, podnosi w kotle i może wylecieć z niego, zupełnie podobnie jak gotowane mleko.

Po rozsmarowaniu mazi po powierzchni deptaka najlepiej jest odczekać aż wyschnie, stężeje, co trwa w lecie dwa do trzech dni. Jeśli zaś z otwarciem nie można zwlekać, posypuje się deptak czystym, niezbyt grubym, ostrym piaskiem w dość grubej warstwie, a to w dwie do trzech godzin po rozlaniu mazi, której najwięcej płynne oleje w tych godzinach wsiąkną w lepizcze między kamykami a powłoka cała przytem ostygnie. Piaskiem posypuje się też, jeśli w chwili rozlania grozi nieoczekiwana ulewa a to w tym celu, by nie dopuścić do splukania mazi jeszcze niestężalej. Po jej stężeniu usuwa się przez zamiatanie nadmiar piasku.

Powszechnie jednak i w pierwszym wypadku dają dość grubą warstwę piasku lub miału, ugniataną niekiedy wałkiem po ostygnięciu mazi.

Maż w kamyki nie wsiąka głębiej jak na ułamki milimetra i tak grubą też normalnie bywa powłoka maziowa na nich. W lepizcze, między miał i ziarenka, wsiąka maż nawet na 4 do $5 cm$ głęboko przy starannem wykonaniu.

W pierwszych dniach po otwarciu dla ruchu wygląd deptaka nie jest przyjemny dla swej czarnej barwy, osobliwie po lekkim deszczu. Wkrótce jednak, skoro maż stężeje zupełnie, skoro zmiecie się resztki piasku, nabiera on, szczególnie w porze suchej, koloru szarego, podobnego do barwy chodników z asfaltu lanego.

Utrzymanie deptaka powierzchniowo maziowanego polega najpierw na usuwaniu miejsc odartych z powłoki maziowej, na usuwaniu wyboji i zagłębień i na bardzo starannem oczyszczeniu. Są to drobne, łatwe do wykonania roboty. Polewa się i zimną mazią; zasypuje mianowicie nierówności drobnymi kamykami, ubija je dobną, i zlewa je odrobiną mazi. Dalszą czynnością jest odnawianie maziowania perjodycznie, co rok lub dwa, zależnie od ruchu. Przy tych dalszych maziowaniach wychodzi znacznie mniej mazi niż przy pierwszym polewaniu, od 0.5 do $1.0 l$ na $1 m^2$.

Deptaki maziowane powierzchniowo — wedle doświadczeń obcych — utrzymują się bardzo dobrze, o ile deptak był zbity, wykonany ze żwiru drobnego i o ile jest wystawiony na przewiew powietrza. Nadają się tam, gdzie ruch pieszych nie jest zbyt silny.

i) Maziowanie wgłębnne.

Na pokładzie deptaka — o pokładach mowa przy termakadamie — rozściela się warstwę materiału kamiennego grubszą o mniejwięcej 15% do 25% , niż ma pozostać po wałkowaniu. Co do rodzaju materiału kamiennego, wielkości kamyków i ich wzajemnego stosunku ważne są tu uwagi, umieszczone w następnym ustępie o termakadamie. Materiał kamienny ma być wymieszany ze sobą i przy pomocy grabi w warstwie jednakiej gru-

bości rozpostarty, co kontroluje się jak zwykle drewnianym szablonem.

Warstwę tę wałkuje się lub ubija się dobniami dość silnie ale oczywiście na sucho, bez wody. Po tem zagęszczeniu polewa się, wedle przepisów „Road-Board“, mieszaniną gorącą płynnej smoły i bardzo miążkiego piasku w takiej ilości, aby mieszanina wypełniła puste miejsca w materiale kamiennym. Zanim ostygnie, rzuca się na wierzch warstwę miazła kamiennego i wałkuje szybko i energicznie, aby wałkowanie ukończyć, zanim smoła stężeje. Po ukończeniu wałkowania rzuca się jeszcze raz cieniłą warstwę miazła; deptak można otworzyć dla ruchu i w pół godziny.

Smołę ogrzewa się do 150°C , i przy tej temperaturze dodaje olejów, aby ją uczynić więcej płynną, piasek do 200°C . Miesza się je w równych objętościowo ilościach i na deptak rozlewa zanim ostygną poniżej 125°C , a to przy nieustannem mieszaniu, gdyż ciała te z trudem czepiają się wzajemnie.

Ilość smoły wynosi na 1 m^3 materiału kamiennego około 40 do 100 litrów, przeto więcej niż przy termakadamie.

j) Beton maziowy czyli termakadam (termak).

Materiał kamienny tworzą drobny żwir, okruchy i miazł w tak dobranym wzajemnym stosunku, aby miejsca puste zredukować do minimum. Mniej więcej stosunek procentowy ziarn o różnej średnicy wynosi: o \varnothing 25 mm do 10 mm około 75%, o \varnothing 10 mm do 5 mm około 15%, o \varnothing 5 mm do pyłu około 10%.

Co do rodzaju kamieni to pierwszeństwo, jak zawsze, mają skały twarde: granity, bazalty, porfiry, andezyty i t. p.; w ich braku twarde wapienie i dolomity, a w ostateczności i twarde piaszkowce.

Pierwszeństwo bezwzględne mają skały twarde jako składnik termakadamu dlatego, że mazie i smoły powęglowe same mają małą moc wobec mechanicznych sił, że tylko lepia, sklejają materiał kamienny. W tym kierunku są słabsze, niżej stoją niż smoły ziemne i bitumy naturalne.

Która z skał polskich twardych nadawałaby się najlepiej do termakadamu, najchciwiej łączyła z mazią, nie da się dziś powiedzieć, ponieważ i deptaków maziowanych istnieje u nas niewiele i nie wszystkie takie skały są eksploatowane.

Porfir miękiński okazał się na Plantach Krakowskich materiałem bardzo dobrym. Do użycia zaleca go ponadto i ten szczegół, że kamieniołom, prowadzony pod względem handlowym wysoko, podjąłby się zapewne przy większej dostawie przesiania, aby otrzymać taki stosunek procentowy kamyków, jakiego kupujący żąda.

Materiał taki otrzymuje się tanio z kamieniołomów, wyrabiających żwir maszynowo na cele kolejowe i drogowe. Okruchy i miazł idą tam bowiem przeważnie jako odpadki na hałdy. Mniej nadaje się żwirek rzeczny, jako że ziarna ma wyokrąglone. Zasadniczy wpływ na dobroć termakadamu mają ostre kamyki, im ich więcej i im ostrzejsze, i ich staranny dobór procentowy.

W chwili mieszania z mazią kamyki powinny być nie tylko bezwzględnie suche ale i ciepłe.

Dlatego na Zachodzie mieszaniny nie zarabia się dzisiaj ręcznie, względnie zarabia się ją ręcznie wyjątkowo przy bardzo drobnych ilościach.

Dzisiaj z reguły miesza się materiał kamienny z mazią w umyślnych aparatach, opisanych w ustępie 5 b. W naszych obecnych atoli warunkach, gdzie kupno masyzny zagranicznej jest bardzo utrudnione, skazani jesteśmy

na ręczne zarabianie termakadamu na stole, podobnie jak betonu cementowego. Miazł ogrzewa się w kotle, obok suszy się i ogrzewa kamień na blasze grubej, opartej na stojakach, pod którą urządzono proste palenisko dla koksu, węgla lub drzewa. Ogrzany kamień przetrzuca się na stół i polewając gorącą mazią, szybko miesza łopatami.

Na 1 m^3 materiału kamiennego wychodzi ponad 60 kg mazi.

Deptak termakadamowy składa się zawsze z dwóch warstw: z pokładu i z powłoki termakadamowej.

Pokład wykonywa się ze żwiru rzecznoego lub maszynowego, rzadziej z twardego gruzu ceglanego lub żużłu. Najlepszym zaś, jak zwykle, pokładem będą stare, uchodzone, a więc doskonale zagęszczone, osiadłe i zbite deptaki.

Grubość pokładu winna być zastosowana do rodzaju gruntu, to jest do rodzaju podłoża. Wynosi ona 8 cm do 20 cm, średnio 10—12 cm. Pokład należy silnie ugnieść wałkami ręcznymi i wyrównać dosyć starannie do przepisanego przekroju poprzecznego.

Na pokładzie rozściela się warstwę termakadamu tak, aby miała 2 cm do 5 cm grubości po wałkowaniu. Grubość warstwy zależy przede wszystkim od ruchu, a następnie od średnicy największych kamyków. Grubość warstwy mianowicie równa się podwójnej ich średnicy. A że wałkowanie zmniejsza grubość o mniej więcej 20% do 25%, przy rozścieleniu warstwa ma być o 0.5 do 1.5 cm grubsza. Warstwa 5 cm grubości wytrzymuje bardzo silny ruch pieszych, dlatego wykonanie warstwy jeszcze grubszej nie jest ekonomiczne.

Rozścielenie wykonywa się albo na zimno albo na gorąco.

W pierwszym wypadku mieszaninę gorącą odkłada się w stosy, w kupy na kilka tygodni aż miazł, otaczająca materiał kamienny, stężeje i sklejuwacieje. Ten sposób bywa bardzo często stosowany.

Jeżeli warstwę termakadamu rozściela się gorącą, bezpośrednio po dostatecznem wymieszaniu, to należy — wedle przepisów angielskich i wzorowanych na nich przepisów francuskich z r. 1921 — dodać do mazi pewną ilość smoły, najwyżej 1 część na 3 części mazi wedle ciężaru, aby ciecz szybko wiązała.

Rozścieloną warstwę wałkuje się początkowo ostrożnie i lżejszym wałkiem, aby materiał się ułożył, potem wałkiem cięższym, jeżeli są dwa różne wałki do dyspozycji.

Po uwałkowaniu rzuca się niekiedy na deptak warstwę okruchów o \varnothing do 5 mm, przedtem na gorąco wymieszanych z mazią, lub warstwę piasku podobnie omaziowanego, którą wgniata się w termakadam przy pomocy dodatkowego wałkowania.

Deptak dla ruchu otwiera się dopiero w kilka dni po ukończeniu; przez ten czas miazł tężeje.

Niekiedy po kilku tygodniach, gdy w tym okresie pogoda była piękna, maziują deptak z termakadamu powierzchniowo, pokrywając go potem warstewką omaziwanego piasku. Maziowaniem tem zatyka się wszystkie próżnie ostatecznie, tworząc powłokę szczelną.

Deptak termakadamowy jest początkowo prawie czarny, błyszczący się, szybko jednak przybiera wygląd podobny do asfaltu, szarzeje.

Utrzymanie polega na wyrównywaniu zagłębień płaskich, wyboi i przypadkowych uszkodzeń, powstałych czy wskutek wad w pokładzie, czy w samej warstwie termakadamu, czy pod działaniem ruchu. Usuwa się je, skoro tylko zostaną spostrzeżone. Dalej utrzymanie polega na starannem oczyszczaniu deptaka. (Dok. nast.).

Wodociągi publiczne i ich przyszły rozwój w Polsce.

(Dokończenie).

Województwa : warszawskie, łódzkie, kieleckie, lubelskie, białostockie, nowogrodzkie, poleskie, wołyńskie oraz ziemia wołyńska.

Królestwo Polskie wraz z kresami wschodnimi, nie mając poparcia i, przeciwnie, będąc ograniczone w swych dążnościach kulturalnych przez rosyjskie władze, nie mogło rozwinąć na tym polu większej działalności, to też dzisiejszy stan rozbudowy urządzeń wodociągowych na ziemiach b. zab. rosyjskiego jest stosunkowo ze wszystkich dzielnic Polski najniższy, i wykazuje najwyższe potrzeby i największe braki, powstałe nietylko z dawnego zaniedbania lecz i ze zniszczenia i zubożenia długoletnią wojną.

Na obszarach tych, podzielonych obecnie na powyżej wyszczególnione województwa, zamieszkuje okrągło 13 milionów 895 tysięcy ludności, z której średnio 20·8% rozsiadane jest w 269 miastach i miasteczkach; ziemię wileńską zamieszkuje okrągło 489 tysięcy ludności z miastem Wilnem i 4-ma miasteczkami, (bez ostatnio przyznanego pasa neutralnego o kilkunastotysięcznej ludności). Istnieje tam zaledwie kilka miast większych, posiadających publiczne wodociągi, z których jednak przeważna część nie stoi na wyżynie wymagań nowoczesnej techniki. A mianowicie publiczne urządzenia wodociągowe posiadają następujące miasta :

W wojew. warszawskim : Płock, Modlin, (twierdza); w wojew. kieleckim : Olkusz i częściowo Dąbrowa Górnicza; w wojew. lubelskim : Lublin; w wojew. białostockim : Białystok; w ziemi wileńskiej częściowo Wilno¹⁾.

Ogółem zatem z wodociągów publicznych korzysta okrągło 327 tysięcy ludności, czyli 2·6% z całego zaludnienia, zaś odnośnie do ludności miejskiej, liczącej okrągło 3 miliony 7 tysięcy, 12·3% z tejże.

W takich granicach cyfr obraca się zatem nasz dorobek wodociągowy, w poszczególnych dzielnicach Państwa. W stosunku do zaopatrzenia ludności całego Państwa Polskiego w wodę z urządzeń wodociągowych, wykazuje on w rezultacie, że na okrągło 27 milionów 160 tysięcy ludności razem z wojskiem korzysta z wodociągu w najlepszym razie 3 miliony 35 tysięcy, czyli 11·1%, zaś na 613 miast i miasteczek zaledwie kilkadziesiąt z nich wyposażonych jest w urządzenia wodociągowe, — z których korzysta około 2 miliony 680 tysięcy czyli 42·5% z ludności miejskiej, liczącej ogółem 6 milionów 300 tysięcy czyli 23% całego zaludnienia.

Otrzymane wyniki są jednak nieco za wysokie i należy je obniżyć co najmniej do cyfr 10 i 40%, z tej przyczyny, że do obliczeń wciągnięto pełne zaludnienie miast wedle statystyki państwowej, podczas gdy nie w każdym mieście wszyscy mieszkańcy mogą korzystać z urządzeń wodociągowych, bądź z braku rozprowadzenia sieci wodociągowej (Warszawa, Tarnów i wiele innych), bądź z braku zastosowania przymusu połączenia realności z rurociągiem wodociągu.

W ramach powyżej przedstawionego obrazu mieści się zatem nasz skromny zaczątek a zarazem i przyszły teren

¹⁾ Uwaga: W dodatku do biuletynu M. Zdr. Publ. podano 15 miejscowości, posiadających urządzenia wodociągowe, albowiem uwzględniono wodociągi znaczenia lokalnego, w miejscowościach: Aleksandrów kujawski, Ciechocinek, Pułtusk, Pileca, Pinczów, Stopnica, Sosnowiec, Milowice, Grodziec, Czechochowa, Łódź.

pracy nad dalszym rozwojem budownictwa wodociągowego w Polsce, o którego szybką rozbudowę winno troszczyć się społeczeństwo, Państwo, miasta, miasteczka i wsie.

Sprawę zaopatrzenia ludności w dobrą wodę, względnie rozwój publicznych wodociągów, — będących podstawowym czynnikiem dla rozbudowy dalszych urządzeń techniki sanitarnej — postawić należy w szeregu pierwszorzędnych zagadnień państwowych, a to przez wzgląd na podniesienie ogólnie niskich warunków zdrowotnych w Polsce. Wyrażają się one wyraźnie w wysokiej śmiertelności z chorób ogólnych, a w szczególności śmiertelności z chorób zakaźnych, tyfusu i innych, mających u nas swoje bezpośrednie źródło pochodzenia przewaźnie w używaniu wody do picia z miejsc niedostatecznie ochronionych przed zanieczyszczeniem, jak z zabrudzonych rzek i potoków (Wiślica) lub prymitywnie wybudowanych studzien.

Wedle dat przedwojennych z ostatniego dziesięciolecia przeciętna śmiertelność na ziemiach, dzisiaj wchodzących w skład Państwa Polskiego, wynosiła: w Królestwie Polskiem 24·5, Małopolsce 24·4, Śląsku Cieszyńskim 21·1, Księstwie Poznańskim 18·6 na 1.000, podczas gdy w innych państwach Europy wynosiła: w Niemczech 16·2, Belgji 15·9, Szwecji 14, Anglii 13·5, Danji 12·2. Śmiertelność z tyfusu brzuszego, który uważać można za miernik dla oceny wysokości uświadomienia kulturalnego, oraz do pewnego stopnia i za miernik rozwoju urządzeń techniki sanitarnej i stanu zaopatrzenia osiedli w zdrową wodę w danym kraju, wynosiła według rocznika Grabskiego w samym Królestwie Polskiem 1909 r. 32 na 100.000, podczas gdy w tym samym czasie we Francji 17, Austrii 12, Belgji 9, Anglii i Holandji 5, natomiast w Rosji europ. 35·3.

Dalszą ilustrację stanu sanitarnego dają miasta. W Warszawie, mimo lepszych warunków zdrowotnych aniżeli w innych miastach polskich, jednak śmiertelność z tyfusu waha od 22·2 do 19·9, podczas gdy np. w miastach amerykańskich jak Chicago III i Nowym Jorku IV śmiertelność, wynosząca w latach 1898 do 1908, 25·3 i 17·6, w roku 1919 spadła do 1·6 i 2·2 na 100.000.

Przytoczone cyfry śmiertelności wymownie zatem stwierdzają fakt naszego ubóstwa na polu rozbudowy urządzeń higieniczno-sanitarnych, oraz wskazują na ogromne braki w zaopatrzeniu naszych miast, miasteczek i wsi w dobrą wodę do picia, mimo iż nasze naturalne warunki klimatyczne i hydrologiczne nie są gorsze aniżeli w innych państwach europejskich, a przeciętna gęstość zaludnienia kraju wynosi zaledwie 70·3 na *km*².

Wspomnieć i podkreślić należy, że w ślad za takimi brakami w dziedzinie higieniczno-sanitarnej i konieczności życiowych, przestrzeganie elementarnych zasad higieny społecznej, a przede wszystkim utrzymanie zasady zachowania czystości miejsca i otoczenia w zbiorowym życiu ludzkim, jest mocno utrudnione, a nawet miejscami i niemożliwe. W rezultacie mamy niski stan bezpieczeństwa dla rozwoju życia i ochrony zdrowia. Byliśmy świadkami w latach 1920 i następnym grasowania szczególnie na ziemiach kresów wschodnich i Małopolsce wschodniej epidemji tyfusu, który rozmiarami swemi oraz zabraną ilością ofiar przypomina dawno zapomniany okres pierwszej połowy XIX wieku w państwach Europy zachodniej.

Podobieństwo zjawisk jak również objawy niewygasającego tyfusu w licznych naszych miastach, miasteczkach i gdzieniedzie i wsiach są dalszemi dowodami, że od-

porność znacznych połaci kraju przeciw niebezpieczeństwu chorób zakaźnych jest znikoma, wskutek czego zdrowie społeczeństwa polskiego może być z uwagi na sąsiedztwo Rosji przy najbliższej sposobności ponownie poważnie zagrożone.

Po takim doświadczeniu nie można popaść w stan wyczekiwania, zadawalniając się wynikami doraźnie przeprowadzonej akcji, okupionej kosztem wysokich ofiar życia ludzkiego, oraz kosztem zużycia ogromnych kapitałów, wyrzuconych na los szczęścia, lecz należy programowo dążyć do stworzenia stałej zapory na przyszłość, a to na drodze rozbudowy publicznych urządzeń techniki sanitarnej i rozwoju wodociągów publicznych w kraju. Naprzód uwzględnione być mają miejscowości najwięcej narażone na niebezpieczeństwo rozszerzania się chorób, to jest większe miasta, oraz te miejscowości, które pod względem sanitarnym lub zaopatrzenia w wodę są najwięcej zaniedbane, bądź też miejscowości, znajdujące się w szczególnie nie-szczęśliwych warunkach naturalnych (brak dobrej wody, topograficzne położenie, moczary, bagna).

Trzymając się bowiem starej zasady higieny społecznej, „zaopatrzenia siedzib ludzkich w dobrą wodę do picia, oraz odprowadzenia ścieków i wód zużytych z obrębu zamieszkania“, którą kierowały się za wzorem Anglii państwa zachodniej Europy z końcem XIX wieku, a współcześnie stosowanej w szerokich rozmiarach we wszystkich państwach Europy, Ameryki północnej, możemy być pewni, że najlepiej, najszybciej przeprowadzi się gruntowne zmiany w stosunkach zdrowotnych kraju.

W Polsce zasada ta nie mogła po dziś dzień znaleźć szerokiego zastosowania, mimo iż wiadomo powszechnie w jakich warunkach higieniczno-sanitarnych rozwija się życie przeważnej ilości naszych miast, w miasteczkach i wsiach, gdyż ogromna ilość gmin miejskich i wiejskich własnymi siłami mimo chęci nie jest w możności pieniężnej rozwiązania tego problemu.

W powyżej opracowanej statystyce zaopatrzenia ludności Państwa Polskiego w wody z urządzeń wodociągowych, przedstawiony jest mocno przybliżony do rzeczywistości stosunek ludności, korzystającej z publicznych urządzeń wodociągowych (wyrażający się cyfrą 10 i 40). Jest to zarówno obraz terenu przyszłej pracy i dążeń w kierunku powolnej budowy w miastach i miasteczkach urządzeń wodociągowych, jako tych, które jedynie zabezpieczyć mogą dobroć i dostatek wody, oraz gwarantować większe bezpieczeństwo mienia społeczeństwa.

Skromny nasz stan zaopatrzenia ludności wodą z urządzeń wodociągowych nie dorównywa rozmiarom, jakie widzimy na przykład w państwie niemieckim, w którym właściwy okres wielkich reform ekonomiczno-sanitarnych przypada po 1870 roku, do 1903 roku. Według wyciągu z dzieła Inż. Symphera „Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neuen Aufgaben“ (1922 r.) było w Niemczech 95·81% ludności, korzystających z wodociągów centralnych, a zaledwie 4·19% ludności korzystało ze studzien i cyster, w Belgji przy okragło 7 milionów ludności do 1920 roku z wyłączeniem miasta Wiednia było 30% ogółu ludności, korzystającej z wodociągów publicznych, zaś z nim razem 40% przy ogólnej ilości około 700 oddzielnych wodociągów centralnych.

W kraju tak bogatym jak Polska, mającej w tym kierunku za sobą dobre tradycje w zamierzonej przeszłości, nie powinno zabraknąć siły i inicjatywy do realnego rozwiązania tak doniosłej sprawy.

Nieścisnianie ram zakresu działania samorządów, wydatne popieranie Państwa, pobudzenie inicjatywy społecznej gwarantują rychłe osiągnięcie celu.

*) Inż. A. Schwetz: Die Wasserversorgungswesen in der Republic Osterreich Zeit. f. Wasser-Versorgung und Abwasser-kunde Nr. 15, 16/1920.

Wiadomości z literatury technicznej.

Budownictwo wodne.

— **Zakład hydro-elektryczny pod Fully** (Valais, Szwajcaria) zużytkowuje spad użyteczny 1650 m. Małe jezioro Fully, położone na wysokości 2129 m, przekształca się zapomocą grobli na większy zbiornik o pojemności użytecznej początkowo 3,2 miliona m^3 , później 5,1 miliona m^3 . Odpływ maksymalny wynosi 800 lt/sek . Dzięki wielkiemu spadowi użytecznemu, należącemu do największych na świecie, 1 lt/sek daje 16,5 HP, a każdy m^3 zamagazynowanej wody przedstawia energję około 3,15 kilowatt-godzin. Zapas użyteczny 3,2 miliona m^3 w zbiorniku równa się 10-u milionom kilowatt-godzin. (*Génie Civil* Nr. 18 i 19 1922).

— **Współczynnik dla formuły Bazina dla przelewu.** Jak wiadomo ustawił Bazin formułę dla przelewu zupełnego bez kontrakcji bocznej

$$Q = m b h \sqrt{2gh}$$

i podał wartości współczynnika m .

Inżynier Hegly rozszerzył zastosowanie tej formuły dla przelewu z kontrakcją boczną, podając wartość współczynnika we formie:

$$m = \left(0,405 - 0,030 \frac{L-l}{L} + \frac{0,0027}{h} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{l}{L} \right)^2 \left(\frac{h}{h+p} \right)^2 \right];$$

we wzorze tym oznaczają L , l szerokość koryta dopływowego i szerokość otworu przelewowego, h grubość przelewu, p wysokość ścianki spiętrzającej.

Formuła ta upraszcza się znacznie dla znaczniejszego p (gdym np. p przekracza dziesięciokrotnie h); wtedy drugi czynnik zbliża się do jednostki i można go pominąć.

— **Wyzyskanie sił wodnych Rodanu.** Sprawa ta jest od wielu lat obszernie dyskutowana we Francji i istnieje cały szereg projektów. Obecnie podaje *Génie Civil* Nr. 5 1922 zasady projektu inż. Mähla. Odprowadzenie wody miałoby nastąpić pod Grésin i zapomocą tunelu idącego ku Monthoux odciąłoby się znaczną długość biegu rzeki, skracając długość kanału roboczego. Tunel miałby długość 4600 m, kształt kolisty, a przy średnicy 25-u m i napełnieniu 18-u m mógłby odprowadzać do 1000 m^3/sek . (Przekrój wody 402,50 m^2 , chyżość średnia 2,50 m). Uzyskana siła wodna 500.000 koni (10 turbin po 50.000), spad użyteczny 69 do 85-u metrów. Żegluga musiałaby przejść na tunel, gdzie urządzonoby holowanie elektryczne. Jest to bardzo śmiały projekt, wymagający jednak jeszcze głębszego zastanowienia.

— **O produkcji i przeniesieniu energii elektrycznej w Stanach Zjednoczonych Am. pn.** podaje sprawozdanie z podróży naukowej, zamieszczone w *Annales d. ponts et chaussées* 1922 (I). Podajemy parę szczegółów, odnoszących się do wyzyskania sił wodnych.

Aż do ostatniego czasu wyzyskanie sił wodnych w Ameryce nie było unormowane ustawą; każdy starający

się mógł nabyć prawo wodne i rozporządzać wodą, jaką mu się podobało. Ten stan rzeczy zmieniła dopiero ustawa związkowa o wysyskaniu sił wodnych (Federal Water Poweritet), przyjęta 10 czerwca 1920. Ustawa ta odnosi się jednak tylko do rzek żeglownych i rzek, przekraczających tereny będące dobrem publicznym. Osobna komisja (Federal Power Commission), powołana przez ministrów wojny, spraw wewnętrznych i rolnictwa, udziela koncesji (licenses) o czasie trwania do lat 50-u. Państwo nie subwencjonuje nigdy przedsięwzięcia wyzyskania siły wodnej, natomiast rozpoczęło wykonywać dzieła tego rodzaju na własny rachunek.

Co do szczegółów technicznych zwrócono uwagę na szerokie zastosowanie rur cisańcych wykonanych z drzewa; rury takie wykonane jeszcze w r. 1892 przeważnie do dziś dnia nie wymagały naprawy. Wykonuje się je, jeżeli nie zawsze są wypełnione wodą, z klepek napawanych kreozotem, w razie zaś stałego wypełnienia z klepek zwykłych. Rury te leżą na podporach żelbetowych, gdyż bezpośrednio zetknięcie ich z ziemią powoduje gnicie. Klepki złączone w rurę otoczone są pierścieniami drewnianymi lub grubym drutem, względnie hakami metalowymi.

Przewody takie wykonywano aż w średnicy 4,20 m i ciśnieniu do 100 m. Zaletą ich jest tanie wykonanie i małe koszty transportu, gdyż są lekkie. W Ameryce, w okolicach lesistych kosztują połowę tego co rury cisańcze stalowe. W każdym razie rury te wymagają ciągłego nadzoru i starannej konserwacji, gdyż zaniedbania mogą spowodować bardzo przykre wypadki.

Zamknięcie rurociągów cisańcych o znaczniejszej długości uskutecznione jest przeważnie zapomocą znanej zasady Johnona.

— Sprawozdanie specjalnej misji francuskiej, wysłanej do Stanów Zjednoczonych Am. pn. celem przestudjowania nowoczesnych wielkich przegród dolin podaje *Annales d. ponts et chaussées* 1922 (I). Sprawozdanie rozpada się na części: I przegrody murowane, II przegrody z przyporami, ziemne i z narzutu kamiennego, III urządzenia w przegrodach (przelewy etc.).

Co do I) różni się a) mury działające ciężarem (mur-poids) i działające jako sklepienia (mur-voûte). W rzucie poziomym mur jest prosty, albo łukowy; w tym drugim wypadku wymaga oparcia o wytrzymałe skaliste stoki. Jako granicę użycia murów działających jako sklepienia uważa się trzykrotny stosunek długości do wysokości. Kształt łukowy dają celem zwiększenia pewności, oraz zmniejszenia kubatury muru. W wypadkach bardzo znacznej długości, oraz gdy niema wytrzymałych stoków, wykonują przegrody prostolinijne; krzywoliniżny kształt jest trudniejszy do wykonania i podraża budowę.

Uwzględnienie ciśnienia lodu. W przeważnej liczbie wypadków nie uwzględniają ciśnienia lodu na przegrodę. W Cheesman uznano, że przegroda wystawiona na południe będzie dostatecznie ogrzana, aby stopić przytykający lód. Ciśnienie lodu uwzględniają tylko w murach prostych. Przy przegrodach na wschodzie Ameryki przyjmowano w wysokości korony przelewu ciśnienia poziome od 36—70 ton na 1 mb.

Uwzględnienie wyporu wody. W murach łukowych nie uwzględniają Amerykanie wyporu wody w murach prostych, uwzględniają wypór wody pod fundamentem i to zmienny według trapezu; po stronie górnej wypór αH , po stronie dolnej αh , gdzie H i h oznaczają stan wody górnej i dolnej. Jeżeli mur jest drenowany, to wypór między górną ścianą a linią poziomą, przechodzącą przez dreń, przyjmuje się zmienny od αH do αh , dalej zaś

aż do ściany dolnej αh . Współczynnik α przyjmowano $\frac{2}{3}$ lub $\frac{1}{2}$.

Obliczenie muru działającego ciężarem. Żądają, aby wypadkowa ciśnienia przechodziła w każdym przekroju poziomym przez granicę jądra (środkowej $\frac{1}{3}$), po stronie górnej zadowalniają się słabym ciśnieniem dodatnim. W Arronwrock przyjęto, że największe ciśnienia nie mają przekraczać pewnej granicy (30 kg/cm^2), w Elephant Butte przyjęto dla części muru, zanurzonej pod zwierciadłem rzeki, ciężar rzeczywisty zmniejszony o 1 t na 1 m^3 .

Obliczenie muru działającego jako sklepienie. Mury te liczy się jako złożone z pierścieni poziomych, każdy pierścień rozważany jako walec o grubości stałej, poddany ciśnieniu wody, działającemu w kierunku promienia i równemu wysokości słupa wody. Używają do obliczenia formuły:

$$e = \frac{h \cdot r}{10 k},$$

w której e oznacza grubość w metrach, h ciśnienie hydrostatyczne w metrach, r promień ściany górnej w metrach k ciśnienie na 1 cm^2 w kilogramach. Wynika z tego, że przyjmują osiowe działania ciśnienia w sklepieniu, a nie, jak np. przyjmują inni, linię, ciśnienia, przesuniętą na kraj jądra, skąd wypada grubość $e = \frac{2hr}{10k}$.

Wybór promienia krzywizny. Albo obiera się kąt środkowy stały, a zmienia promień (według Jorgensena ekonomiczny kąt środkowy $2,0 = 133^\circ$), albo przyjmuje się promień stały, a zmienia kąt środkowy. W praktyce łączy się obydwie rozwiązania, zmieniając tak promień jak i kąt środkowy i dążąc do uzyskania najmniejszej kubatury materiału.

Natężenie dopuszczalne. Natężenie na ciśnienie k przyjmuje się albo stałe, albo wzrastające ku dołowi; ta druga zasada oparta jest na twierdzeniu, że opór sklepienia większy jest u góry jak u dołu.

Wybór materiału. Obecnie nie używa się już zwykłego muru jak tylko jako okładzinę i to z kamieni naturalnych lub bloków betonowych. Ta okładzina musi być związana z jądrem muru, według przepisów czwarta część powierzchni musi być złożona z kamieni, sięgających w głąb; czasem używa się też kotew żelaznych. Poza to cały mur wykonuje się albo z betonu, albo z muru cyklopowego.

Beton. Używa się betonu wilgotnego, badając w chwili wykonania jego spoiwość. Stosunek mieszaniny zależy od wymaganej wytrzymałości i kosztów. Jeżeli R jest natężeniem na ciśnienie wyznaczonym z rysunku, natenczas wytrzymałość betonu na ciśnienie jest αR , gdzie α oznacza współczynnik pewności (Elephant Butte $\alpha = 5$); szuka się więc najtańszej mieszaniny w tej wytrzymałości. W ogólności stosunek zaprawy do żwiru jest następujący: zaprawa ma wypełnić próżnię z nadmiarem 10—15%.

Oszczędność cementu uzyskuje się: 1. przez użycie żwiru, mającego mniej próżni, co możliwe jest przez zmieszanie żwiru różnej grubości.

Np. cem.: piasku i żwiru 1:2,5: $\left(\begin{array}{l} 5-9 \text{ mm do } 6 \text{ cm} \\ 3-6 \text{ cm do } 10 \text{ " } \end{array} \right)$

lub 1:4,2: $\left\{ \begin{array}{l} 2,9 \text{ od } 6 \text{ mm do } 3,7 \text{ cm} \\ 2,1 \text{ " } 3,7 \text{ cm " } 6,2 \text{ " } \\ 3,9 \text{ " } 6,2 \text{ " " } 20 \text{ " } \end{array} \right\}$.

2. Przez umieszczenie bloków w betonie, przez co powstaje mur cyklopowy. 3) Przez ekonomiczne rozmieszczenie cementu, czyli użycie tzn. cementu piaskowego.

W murze cyklopowym stosunek bloków do całej objętości muru wynosi około $\frac{1}{3}$. W wielu budowlach jest

jednak mniejszy, ponieważ w razie opóźnienia dostawy kamienia robota się wstrzymuje. Obecnie daje się pierwszeństwo betonowi i coraz mniej używa bloków. W zasadzie używa się możliwie wielkich bloków (100 kg — 4 ton) w odstępach od 15—30 cm. Nie daje się ich powyżej drenów, ani bliżej ściany dolnej jak 1 m.

Cement piaskowy jest to mieszanina cementu portlandzkiego i kamienia tłuczonego. Kamień z łomu tłucze się na żwir 2—3 cm, a następnie miele wspólnie z cementem na bardzo mialki proszek. W Awronrock użyto cementu piaskowego, dającego na sicie o 6400 oczkach na 1 cm² do 10% pozostałości. Celem użycia cementu piaskowego jest tylko zmniejszenie użycia cementu; fabrykanci, chcąc zahamować zastosowanie cementu piaskowego, brali na indeks konstruktorów, stosujących go. Wytrzymałość cementu piaskowego bada się doświadczalnie, zależy ona od wytrzymałości użytego kamienia. Zaprawa z takiego cementu nie jest więcej przepuszczalną, powinno się go utrzymywać dłużej zwilżonym. Co do stosunku mieszaniny, to używa się lepszej zaprawy w partji muru między ścianą górną a drenami, oraz wogóle w partjach, gdzie ciśnienie przekracza pewną określoną wartość.

Studjum podłoża. Wykonuje się otwory wiertnicze i bada przepuszczalność skały przez wtłaczanie wody zabarwionej fluoresceiną, notując punkty wyjścia. Celem zbadania przebiegu szczelin wkłada się do otworów wiertniczych osobne rurki i uszczelnia je zewnątrz na pewnych oznaczonych wysokościach pierścieniami z kauczuku. Rury te mają między pierścieniami otwory. Jeżeli teraz wtłacza się zabarwioną wodę, to można oznaczyć położenie szczelin pod względem wysokości, a następnie sporządzić model szczelin między otworami.

Odrowadzenie wody. W ciasnej szyji potoku najwykleszszym rozwiązaniem jest tunel, w dolinie szerszej odrowadzenie wody następuje przez jaz. Rozwiązanie pierwsze uważa się jako najgorsze i stosuje się tylko w razie konieczności; jest ono kosztowne, wykonanie tunelu przez rozsadzanie wżrusza skałę w stokach, zmniejszając bezpieczeństwo budowli.

Przygotowanie fundamentu na skale następuje przez dokładne wymycie po wykonaniu wykopu, oraz iniekcje cementu pod ciśnieniem przez otwory co 3 m wiercone, które się później zabetonowuje. Głębokość otworów do 6-u a nawet 9-u m, średnica 15 cm. Po wykonaniu iniekcji bada się szczelność zapomocą wody pod ciśnieniem wyższym jak ciśnienie wtłaczanego rozwodnionego cementu (1 cz. cem. na 5 do 7 cz. wody).

Celem uniknięcia wyporu wody pod fundamentem wykonuje się drewny, które wychodząc z galerji inspekcyjnej schodzą pod przegrodę, nieraz do 15 m głębokości. Są rozmieszczone co 3 m, a średnica ich wynosi 15—30 cm. Dawniej wykonywano je przed iniekcjami cementu, obecnie zaś po iniekcjach.

Stosugi kontrakcyjne. Celem zapobieżenia przechodzeniu wody przez przerwy kontrakcyjne w murze, daje się w obydwu graniczących ścianach przegrody rowki, jeden lub dwa szyby drenowe i kilkokrotnie pasek miedziany między drenami a ścianą górną. Pasek jest płaski albo w przekroju poziomym zgięty w formie z. Pasek jest jednostronnie powleczony parafiną. W innych wypadkach dano w obu ścianach kanaliki, przerwę zaś uszczelniono, dając naokoło krawędzi ścian (wewnątrz przerwy) pasy papy bitumicznej 1 m szerokości. Jeżeli przegroda była robiona przy bardzo niskiej temperaturze, to daje się potrzebna warstwa. Gdy mimoto przeciekanie jest znaczne, wstrzykuje się cement.

Odległość stosug kontrakcyjnych przyjmuje się równą średniej grubości muru, nie mniej jednak jak 12 m. Daje się dwojakie przerwy; jedne idące przez całą wysokość muru, drugie między niemi od góry tylko do połowy wysokości muru. (Elephant Butte odstęp przerw głównych 30 m). Nie we wszystkich murach założonych w krzywiznach dano przerwy.

Drewny w murze rozmieszczone są co 3 m. Wykonuje się je albo w ten sposób, że bloki z otworami układa się nad sobą, albo też beton ubija się naokoło skrzynek. Średnica wynosi 15—30 cm.

Wypadków zawalenia się przegród nie było przy przegrodach, działających jak sklepienie, pomimo, że mur jest nieraz bardzo cienki. Na 17 wypadków zawalenia się murów, działających ciężarem, było 15 przy murach prostych, a tylko 2 przy murach założonych w linii krzywej. Również podnieść należy, że na tych 17 wypadków 12 powstało z powodu złej fundacji; sprawozdanie podnosi zatem wielką wagę poprawienia gruntu przez wciskanie cementu.

Inne typy przegród. Przegrody ze sklepieniami wielokrotnymi i przyporami. Łuk zewnętrzny ma kąt środkowy 133°, wewnętrzny jest do niego równoległy. Grubość przybliżoną sklepień oznacza się z powyżej podanej formuły dla murów sklepionych, a potem przeprowadza się obliczenie wykresnie. Sklepienia są zbrojone, ale tylko w celu zapobieżenia pęknięciom skutkiem zmiany ciepłoty; w obliczeniu się ich nieuwzględnia, gdyż ostatecznie rdzewieją; filarki (przypery, contreforts) nie są zbrojone. W partjach sklepionych przegród używa się stosunku cementu do piasku i żwiru 1:2:4, w niezbrojonych 1:2^{1/2}:5.

Typ Ambursena ma zamiast sklepień ukośne płyty oparte na przyporach; między płytami są okładki asfaltowe stanowiące przeguby.

Przegrody z narzutu kamiennego. Wysokość ich nie przekracza 50 m. Najważniejszą rzeczą jest należyta długość przelewu; katastrofy zburzenia zdarzały się tylko skutkiem niewystarczającego przelewu i przelania się wody przez koronę. Skarpa po stronie dolnej powinna być możliwie łagodna; np. jeden zbiornik o skarpie dolnej 3:2 zawalił się, drugi 1:1 pozostał pomimo, że woda przelała się przez koronę. Szczelność uzyskuje się: a) przez pokrycie płytami skarpy górnej (Escotido; przeciekanie wynosiło 450 m³ na dobę), b) zapomocą ubitej ziemi po stronie górnej, c) muru betonowego, d) ściany szczelnej wewnątrz przegrody.

Przegrody ziemne wykonywane są albo warstwami (tz. metoda francuska), przyczem grubość warstw ubijanych nie przenosi 10—15 cm, albo metodą spławiania hydraulicznego. Ważną rzeczą jest unikanie pośpiechu w budowie, aby grobla mogła się osiaść; większe groble buduje się kilka lat.

Przy metodzie hydraulicznej materiał spławiany nie powinien mieć ani za mało, ani za dużo części ilowych; zawartość ta powinna być w granicach między 8 a 12% — za mało wywołuje nieszczelność, za dużo jest powodem zatrzymywania we wnętrzu grobli wody i zeszlizgnięcia się górnej części grobli po dolnej, co też było powodem katastrofy grobli Calaveras. Materiał spławiany wodą wynosi około 10% objętości wody.

Przelewy lewarowe (syfony) w groblach murowanych liczą wzorem $Q = F \cdot 0,7 \sqrt{2gH}$.

Przewody w murach są zamykane zasuwami; zasuwki powinny być tak urządzone, aby mogły być tylko

całkiem zamknięte lub całkiem otwarte; częściowe otwarcie wywołuje przy dużych chyżościach uszkodzenia ścian przewodu. Wogóle w Ameryce nie używa się zasuw przy większych ciśnieniach jak 30 m.

Użycie wieży dla zasuw ograniczone jest z uwagi na stałość do 50 u m. Przy zbiornikach pokrywających się lodem, może lód cisnąć na wieżę jednostronnie.

W ogólności Amerykanie nie rozważają nigdy typu budowli ze względu na wysokość, tylko ze względu na koszt. Tak na przykład projektowa przegroda na Colorado o wysokości 210 m ma być z narzutu kamiennego.

— Opis pierwszej niemieckiej przegrody żelazno-betonowej podaje w Nr. 4/1923 Czasopismo „Der Bauingenieur“, budowanej obecnie w Badeńskim pod Vörenbach na potoku Linach w Schwarzwaldzie. Wykonana według typu, uznanego już we Francji i Włoszech jako bardzo odpowiedni, składa się z ukośnych sklepień o kącie środkowym 130° i rozpiętości 9,90 m, nachylonych do poziomu pod kątem 50° , rozpartych między filarami u góry 80 cm, u dołu 1,20 grubymi, w odstępach od osi do osi 10,8 m. Grubość sklepienia wynosi u góry 40 cm, u spodu 60 cm. Korzyści tej konstrukcji wobec murów pełnych są następujące: 1) Taniaść, z powodu małej ilości betonu (około $\frac{1}{5}$ objętości jakiej wymaga pełny mur); jeżeli uwzględni się jeszcze wkładki, droższe wykonie etc., to w każdym razie koszt muru redukuje się conajmniej do połowy; 2) Mała ilość materiału jest szczególną zaletą przy budowie w górach, gdzie trudny dowóz. 3) Niema tu kłopotu z wyporem wody. 4) Szybkie wykonanie budowy.

Przy obliczeniu przegrody mającej 145 m długości i 25 m wysokości przyjmowano największe ciśnienie w betonie 35 kg/cm^2 , ciągnięcie w betonie conajmniej 10 kg/cm^2 , aby uniknąć pęknięć, wkładki przy obliczeniu nie uwzględniano, uważając ich użycie jako zwiększenie pewności.

Sam zakład opiera się o dorzecze zaledwie $11,7 \text{ km}^2$, z powodu obfitych opadów można było jednak przyjąć średni odpływ $32,3 \text{ lit/sec}$ z km^2 . Ciekawym szczegółem jest tu również przeprowadzenie wody na stoku rurociągiem o średnicy 1 m, wykonanym z rur drewnianych, otoczonych betonem uzbrojonym. Drzewo w formie klepek 38 mm grubości na końcach, a w środku 42 mm, złączonych na żłobek i duszę tworzy rurę wewnętrzną, zapewniającą szczelność, obudowa żelbetowa 72 mm grubości ma przyjąć siły ciągnące.

— Najwyższa przegroda doliny w Europie buduje się w Hiszpanji północnej (przegroda Camarasa). Ma ona 110 m wysokości.

W Ameryce opracowano projekt przegrody na Colorado (Glen-Canyon pod Lees-Ferry) o wysokości 151 m.

— Współczynnik średniego rocznego odpływu Mozy pod Maeseyck (całe dorzecze we Francji i Belgji 21.380 km^2) oznaczono na 0,42. Współczynnik ten wynosi dla Sekwany 0,29 do 0,33, dla Renu 0,65. (*Annales d. p. e. ch.* V. 1922, str. 181).

— Obrachowanie wielkich przegród dolin w kształcie sklepienia podaje *Annales d. p. e. ch.* VI. 1922, str. 223.

Dr. M. M.

BIBLIOGRAFJA.

Dzieła i czasopisma, nabyte na własność Biblioteki Politechniki Lwowskiej w lipcu, sierpniu i wrześniu 1922 r.: (Dokończenie). 57. Unold Georg. Der Kreisträ-

ger. Berlin, Springer 1922. St. 79. — 58. Heintz Dr. F. Untersuchungen an Dampfstrahlapparaten. Berlin, Springer, 1922. St. 23. — 59. Podoski Roman. Tramwaje i koleje elektryczne. Tom I. Warszawa Tow. Br. Pomocy 1922. Str. VIII. 456. — 60. Pogorzelski Witold. Problème de Fournier pour le micien ragonnant. Varsaviae. Univ. Lib. Pol. 1922, p. 5. — 61. Brown u. Sharpe. Construction and use of plain grinding machines. Providence, 1920, p. 74. — 62. Brown u. Sharpe. Construction and use of universal grinding machines. Providence, 1920, p. 77. — 63. Brown u. Sharpe. Construction and use of automatic screw machines. Providence, 1922, p. 95. — 64. Brown u. Sharpe. Practical treatise on gearing. Providence 1920, p. 211. XII. Ed. — 65. Brown u. Sharpe. Care and use of automatic gear cutting machines for spur and bevel gears. Providence, p. 62. — 66. Brown u. Sharpe. Formules in gearing. VIII. Ed. Providence, 1921, p. 225. — 67. Brown u. Sharpe. Practical treatise on milling and milling machines. Providence. 1920, p. 334. 68. Skwarczyński Władysław. Podręcznik budowlany wraz z analizą cen. II. Wyd. Lwów. Połoniecki, 1922. Zesz. I, II, III. — 69. Olszański D. Podręcznik techniczny do kosztorysów i kalkulacji robót budowlanych. Warszawa, 1922. Str. VIII. 159. — 70. La Pologne Moderne. Paris 1922. — 71. Die Pressluft. Zeitschrift für das Gesamtgebiet der Pressluft-Erzeugung und Verwertung. Frankfurt a. M. 1921, 1922. — 72. Goerens Dr. Paul. Einführung in die Metallographie. III. u. IV. Aufl. Halle. Knapp, 1922. St. XII. 344. — 73. Bartel Dr. K. Geometria wykreslna. II. wyd. Lwów, T. N. S. W. 1922. Str. VI. 427. — 74. Bogucki Dr. Jan. Treść wykładów statyki budowli w Polit. Warszawskiej. Warszawa, T. Br. Pom. 1918. Str. 71. — 75. Zubrzycki Dr. I. S. Z podań Krynicy. Lwów, 1922. Str. 44. — 76. Zubrzycki Dr. I. S. Styl polski. Styl narodowy. Lwów, 1922. Str. 64. — 77. Godlewski Dr. T. Wykład termodynamiki, termochemji i teorji roztworów. Lwów, 1921. Str. 156. — 78. Fiedler T. Teorja maszyn cieplikowych. Lwów, 1921. Str. 273. — 79. Krebitz Dr. Ign. Josef. Schaulinien zur wirtschaftlichen Bestimmung excentrisch belasteter Rechteckquerschnitte aus Eisenbeton. Graz, Leuschner, 1921. St. 47. Tf. VII. — 80. Malette I. Chimie et physique appliqueés aux travaux publics. Paris, Dunod, 1906, p. XII. 619. — 81. Notatki z kursu maszyn i turbin parowych. Polit. Warsz. 1921. — 82. Gospodarka elektryczna w Polsce. Warszawa, 1922. Str. 267. 83. Richards C. R. and Vedder I. N. The reheating of compressed air. Univers. of Illinois, 1922, p. 95. — 84. Burgess G. and Woodward R. Manufacture and properties of steel plates containing zirconium and other elements. Washington, 1922, p. 124—176. — 85. Kolster Fr. and Dunnsnore Fr. The radio direction finder and its application to navigation. Washington, 1922, p. 529—566. 86. Briggs C. A. and Gordon E. D. Weighing by substitution. Washington, 1922, p. 177—193. — 87. Protokoły posiedzeń sekcyjnych i referaty. I-szy Wszepolski Zjazd Inżynierów kolejowych w r. 1921. Str. 125, 88. Protokoły posiedzeń plenarnych. I-szy Wszepolski Zjazd Inżynierów kolejowych w r. 1921. Str. 37. — 89. Wilke Dr. W. Die Untersuchung von Wärmekraftmaschinen und die wichtigsten technischen Messinstrumente in ihrer Anwendung. Leipzig, Jänecke. 1922. St. IV. 132. 90. Bohr N. Drei Aufsätze über Spektren und Atombau. Braunschweig, Vieweg, 1922. St. VI. 148.