
WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH

PROF. D. P. KRYNIN
Yale University U. S. A.

FIZYCZNE I MECHANICZNE WŁASNOŚCI GRUNTÓW W TECHNICIE DROGOWEJ.

(z angielskiego przełożył inż. St. Lenczewski-Samotyja).

1. *Rola gruntu w technice drogowej.*

W technice drogowej grunt jest ważnym materiałem budowlanym: z niego się buduje groblę drogową, jezdnie dróg gruntowych i pobocza dróg o trwałych nawierzchniach; wobec tego każdy inżynier drogowy winien być obeznany wogóle z cechami gruntu jako materiału budowlanego, a w szczególności winien umieć określić:

a) natężenia, jakie powstają w gruncie pod wpływem obciążenia zewnętrznego, i

b) wytrzymałość gruntu w stosunku do tych natężeń w poszczególnych wypadkach.

Ale grunt w technice drogowej przedstawia nie tylko materiał budowlany, dla którego mogą być opracowane pewne obowiązujące warunki techniczne; przedstawia on przeważnie pewną naturalną masę, własności której mogą być tylko w nieznacznym stopniu zmienione. Jako przykłady gruntu o tym charakterze mogą w technice drogowej służyć: podłoże nawierzchni drogowej i podłoża fundamentów przepustów i podpór mostowych. Należy sobie zdawać sprawę z tego, co stanie się z takim masywem naturalnym, jeżeli się go w jakikolwiek sposób zzewnątrz obciąży i jak masyw ten będzie oddziaływał na wzniesioną na nim budowlę. Zdarza się naprzykład, że siły powstałe w masie gruntu na skutek obciążenia zewnętrznego, jeszcze nie są dla tej masy siłami krytycznymi, a tymczasem wykonana budowla już wykazuje uszkodzenia np. rysy i pęknięcia.

2. Gleba i grunt.

W górnej części powłoki ziemnej rozróżniamy:

a) naturalną masę skalistą, pokłady której uległy zmianom pod wpływem łącznego działania wody, powietrza i czynników organicznych roślinnych i zwierzęcych;

b) podglebie i przy powierzchni ziemi — glebę.

Z danej masy skalnej nie zawsze tworzy się jednakowa gleba, ponieważ na jej powstawanie mają duży wpływ warunki miejscowe, a zwłaszcza klimat. W technice pojęcia gleby, podglebia i naturalnej masy skalnej często są uogólniane i używane pod wspólnym mianem „gruntów”.

3. Nauka o gruntach w zastosowaniu do techniki i gospodarki rolnej.

Nauka o glebach, czyli „gleboznawstwo” jest znacznie zaawansowana w Północnej Ameryce i w Rosji; znaną jest zwłaszcza szkoła rosyjska „gleboznawstwa genetycznego”, która ustaliła podstawowe prawa pochodzenia gleb. Głównym zadaniem gleboznawców jest zastosowanie nauki o glebach do celów rolnictwa. Z tego powodu w dziedzinie fizycznych cech gruntów zajmują się oni głównie wpływem powietrza i wody na własności gruntów, najwięcej badań poświęcają dziedzinie chemii i mikrobiologii gruntów, mając na uwadze przeważnie odżywianie się roślin. Technicy natomiast nie zajmują się wcale dziedziną chemii i biologią gleby i poprzestają na badaniach w dziedzinie fizyki gleby, zwłaszcza w dziedzinie wpływu na jej własności powietrza i wody.

Pozatem technicy w przeciągu ostatnich 15 — 20 lat zbadali wiele zjawisk i wyprowadzili wiele wniosków dotyczących wpływu obciążenia na grunty (mechanika gruntów).

Należy zwrócić uwagę, że w gleboznawstwie poszczególne warstwy czyli „poziomy” gleby oznaczane są literami A, B, C ze wskaźnikami przy nich (A_0 , A_1 , A_2 i t. d.) dla oznaczenia podziałów pomocniczych.

Literą A oznaczany jest poziom górny, zawierający domieszki organiczne („humus” albo „próchnica”). Ten sposób oznaczeń nie został jednak przyjęty w technice poza Rosją.

4. Podział cząstek gruntu.

Cząstki gruntów nie są jednakowych wymiarów i w zależności od wielkości ziaren dzielą się na poszczególne grupy czyli frakcje. W Ameryce Północnej przyjęty jest podział następujący:

drobny żwir	2 — 1	mm
piasek gruboziarnisty	1 — 0,5	"
piasek średnioziarnisty	0,5 — 0,25	"
piasek drobnoziarnisty	0,25 — 0,10	"
piasek bardzo drobny	0,10 — 0,05	"
pył	0,05 — 0,005	"
głina—cząstki drobniejsze od 0,005 mm.		

Podział ten łatwy jest do zapamiętania, korzystając z poniższego szematu, gdzie posługujemy się tylko cyframi 0 i 5:

cząstki grubsze od 0,05 mm	piasek
„ 0,05 — 0,005 „	pył
„ drobniejsze od 0,005 mm	głina.

W skład frakcji „głina” wchodzi również i kolloidy, t. j. cząstki o grubości mniejszej od 0,002 mm chociaż kolloidami w ścisłym tego słowa znaczeniu w chemii nazywane są cząsteczki drobniejsze od 0,0001 mm. Kolloidy gleby (zwykle jako S_i , O_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3) spotykamy w postaci galaretowatej lub też w postaci bardziej płynnej. Kolloidy te z postaci galaretowatej mogą przechodzić w postać płynną i odwrotnie (kolloidy odwracalne). Zjawisko to zachodzić może podczas zabijania pali do gliny, kiedy pod wpływem wstrząśnień część kolloidów galaretowatych może przejść w postać płynną, a po upływie pewnego czasu zamienić się z powrotem w postać galaretowatą.

Piasek od gliny różni się nie tyle swojemi własnościami chemicznymi, ile cechami fizycznymi. Pomijając różne wymiary ziaren (piaski mają cząstki grubsze, a gliny drobniejsze) istotna różnica między temi dwiema frakcjami polega na kształcie ich cząstek: ziarenka piasku mają kształt mniej lub więcej kulisty, lub zaokrąglony, cząstki zaś gliny mają kształt blaszkowaty. Kolloidy gliny również prawdopodobnie mają kształty blaszkowate. W związku z tem przy powstawaniu gliny

przez osadzanie się jej cząstek w wodzie¹⁾, cząsteczki jej poruszają się w wodzie tak, jak spadające z drzew liście w powietrzu i układają się na dnie szeroką podstawą. Zjawisko to nazywa się „orientowaniem się cząstek gliny”. W niektórych rodzajach glin zjawisko to jest bardziej wyraźne, w niektórych — mniej, to się nazywa, że nie wszystkie cząstki gliny są zorjentowane.

5. Działanie sił cząsteczkowych w gruntach.

Na powierzchni cząstek gruntu działają siły cząsteczkowe o dużym natężeniu, lecz o bardzo małym promieniu działania.

Jeżeli pory (przestrzenie wolne) w gruncie zawierają wodę, to siły cząsteczkowe przyciągają i zatrzymują tę wodę. Jest rzeczą jasną, że im większa jest ogólna powierzchnia cząstek gruntu w jednostce jego wagi i im mniejsze są pory, tem silniejsza jest zdolność tego gruntu do zatrzymywania wody.

W glinach powierzchnia cząstek jest kilkakrotnie większa aniżeli w piaskach; objętość przestrzeni wolnych w glinach jest również większa, niż w piaskach, gdzie objętość ta waha się w granicach od 26% do 47%. Włoskowate kanaliki między poszczególnymi ziarnkami piasku mają kształt wielokątny lub okrągły, w glinach zaś kanaliki takie mają kształt wąziutkich szczelin. Woda, znajdująca się w takiej szczelinie, całkowicie znajduje się pod działaniem sił cząsteczkowych. Tem się tłumaczy zjawisko, że glina wysycha znacznie wolniej, aniżeli piasek. Jeżeli masę ziemną obciążymy siłami zewnętrznymi, to woda, znajdująca się w wolnych przestrzeniach tej masy, będzie się stopniowo wygniatać i wygniatać to będzie się w piaskach odbywało łatwiej i szybciej, niż w glinach.

Na tem oparte są teorie Terzaghi²⁾.

6. Grunty, położone nad i pod poziomem wody gruntowej.

Jeżeli pokład gruntu znajduje się nad poziomem wody gruntowej, to pory jego wypełnione są wodą, ponieważ abso-

¹⁾ Glina powstaje przy osadzeniu się cząstek, przyniesionych przez wodę z innych miejsc, lub też przy wietrzeniu skał, znajdujących się w danym miejscu. Glina tłusta zawiera dużo cząstek koloidalnych, glina zaś chuda zawiera więcej części gruboziarnistych.

²⁾ Terzaghi. *Erdbaumechanik*. 1925.

lutnie suchych gruntów naogół niema, za wyjątkiem chyba niektórych piasków powierzchniowych. Naogół biorąc w porach gruntu zawsze znajduje się włoskowata i powłokowa wilgoć oraz powietrze.

Jeżeli masę takiego gruntu obciążymy zewnątrz, to cząstki jego zbliżają się do siebie i po usunięciu obciążenia pozostają w tem położeniu, ponieważ nastąpiło niesprężyste odkształcenie się masy gruntu. Kiedy cząsteczki gruntu podczas obciążania go, na tyle zbliżą się do siebie, że dalsze ich przegrupowanie jest już niemożliwe, masa gruntu zaczyna się zachowywać tak, jak ciało jednorodne sprężyste, do którego mogą być stosowane pewne prawa teorii wytrzymałości materiałów. Przy natężeniach ściskających zjawiają się zwykle i natężenia ścinające, i jeżeli obciążenie na grunt będziemy stale powiększali, to w rezultacie nastąpi jego deformacja, wywołana ścinaniem. (Przykłady będą podane dalej).

Jeżeli pokład gruntu znajduje się poniżej poziomu wody gruntowej, to jego pory wypełnione są wodą i powietrze niema do nich dostępu. W gruntach piaszczystych niema dużej różnicy między pokładami, znajdującymi się nad poziomem i pod poziomem wody gruntowej. Woda z takiego gruntu wyciska się łatwo i osiadanie gruntu pod wpływem obciążenia postępuje szybko.

W gruntach gliniastych zjawiska takie wyglądają inaczej; tu warstewki wody pod wpływem sił cząsteczkowych są jakgdyby przyklejone do poszczególnych cząstek i woda z por z trudem daje się wygniatać.

Osiadanie gruntu pod wpływem obciążenia odbywa się wolno i są wypadki osiadania budowli w ciągu dziesięcioleci i dłużej.

Z powyższego widzimy, jak ważną rolę przy osiadaniu gruntu odgrywa jego wodoprzepuszczalność. Jeżeli grunt jest wodoprzepuszczalny np. piaszczysty, to osiadanie jego odbywa się szybko i łatwo, jeżeli zaś grunt jest wodonieprzepuszczalny np. gliniasty, to proces osiadania jest bardziej skomplikowany.

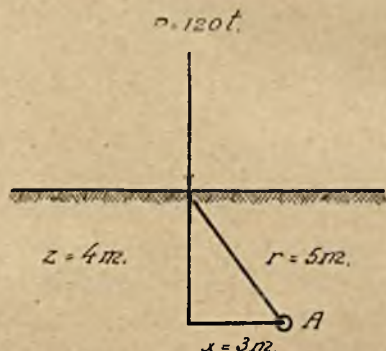
7. Wzór Boussinesq'a. „Izobary”. Przenoszenie obciążenia na głębokościach.

Gdybyśmy mogli grunt uważać za ciało wzorowo sprężyste, to natężenia, panujące na pewnej głębokości np. w punkcie A (rys. 1), moglibyśmy określić ze wzoru Boussinesq'a¹⁾.

$$s = \frac{3 P Z^3}{2 \pi r^5} ; \quad (1).$$

gdzie:

- s — natężenie w danym punkcie w kg/cm^2
- P — obciążenie na powierzchni w kg .
- Z — głębokość badanego punktu w cm .
- r — promień wodzący badanego punktu w cm^2).



Rys. 1.

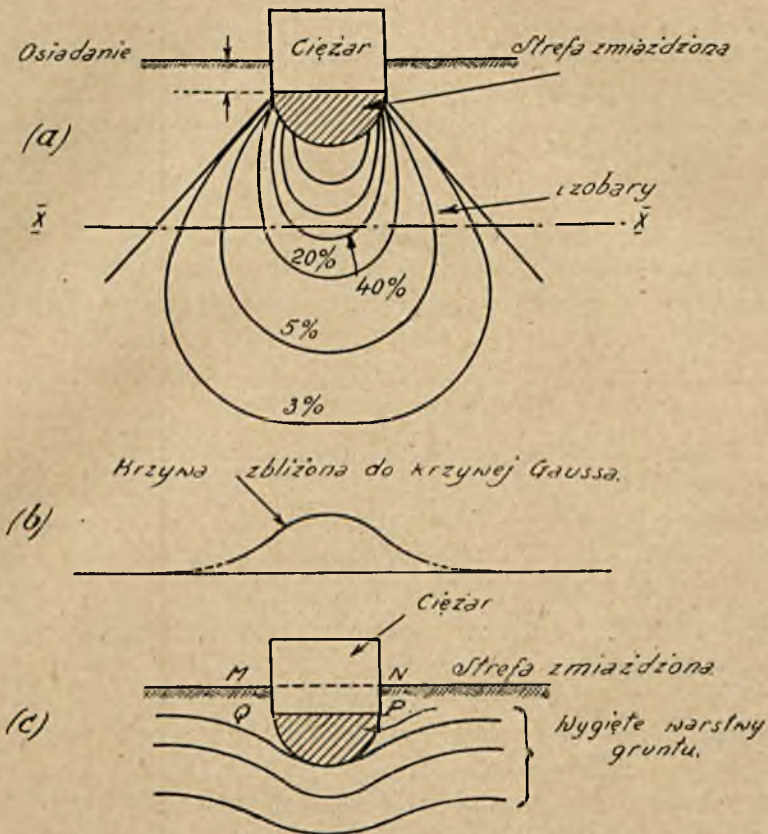
Jeśli przyjmiemy: P = 120 tonn, głębokość Z = 4 m i odstęp punktu A od linii działania siły P x = 3 m, to natężenie, panujące w punkcie A wyniesie:

$$s = \frac{3 \cdot 120000 \cdot 400^3}{2 \cdot 3.14 \cdot 500^5} = 0.12 \text{ kg/cm}^2$$

Jeżeli określimy wartości „s” w różnych punktach masy ziemnej i połączymy punkty o jednakowych wartościach „s”, to otrzymamy układ krzywych jednakowych natężeń t. zw. „izobary”. (rys. 2).

¹⁾ Boussinesq. Applications des potentiels. 1885.

²⁾ Do wzoru (1) nie wchodzi pole powierzchni obciążenia, które bezsprzecznie ma wpływ na wynik obliczeń.



Rys. 2.

Na rys. 2-a przedstawione są wartości natężeń „s” w % od ciężaru jednostkowego, znajdującego się na powierzchni. Natężenia w dowolnej płaszczyźnie poziomej rozkładają się według krzywej, zbliżonej do krzywej Gaussa (rys. 2-b). Krzywą tę łatwo otrzymamy przecinając układ izobarów płaszczyzną poziomą $x - x$ (rys. 2-a).

Grunty podlegają prawu Hooke'a tylko w przybliżeniu, w związku z czym odkształcenia warstw gruntu pod wpływem obciążenia winny przedstawiać w przybliżeniu linje, odwrotne do krzywych Gaussa (rys. 2-c).

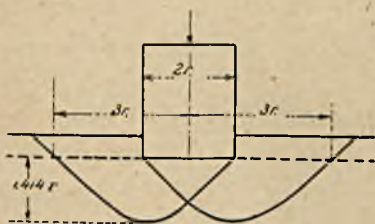
Autor pracy niniejszej wykonał następujące doświadczenie w dolinie rzeki Connecticut (Ameryka Północna). Grunt, składający się z drobnego ilastego piasku, obciążony był na

powierzchni $0,3 \times 1,2$ m ciężarem $P = 12$ tonn w przeciągu trzech tygodni. Następnie obciążenie zostało usunięte i wykopany dół o głębokości około 1 m. W dole tym widoczne były poszczególne warstwy gruntu, wygięte według krzywych, kształtem swym zbliżonym do krzywych Gaussa (rys. 2-c). Oprócz tego ustalono, że poza strefą ścisną (układ „izobarów”) pod samym obciążeniem zewnętrznym znajduje się jeszcze strefa zmiażdżona o kształcie półokrągłym, gdzie zgromadziła się masa ziemi, wycieśniona przy osiadaniu prostokąta MNPQ (rys. 2-c)¹⁾.

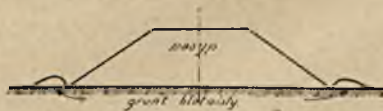
8. Ścinanie przy ścisaniu.

Natężenia ścisające wywołują przesuwania się gruntu na boki; przesuwanie to odbywa się wzdłuż powierzchni krzywych natężeń ścinających. W gruntach plastycznych przesunięcia boczne odbywają się zgodnie z prawami płynności plastycznej.

Prandtl i Hencky²⁾ zbadali wypadek wtłaczania metalowego tłoka do plastycznej masy i doszli do wniosku, przedstawionego na rys. 3.



Rys. 3.



Rys. 4.

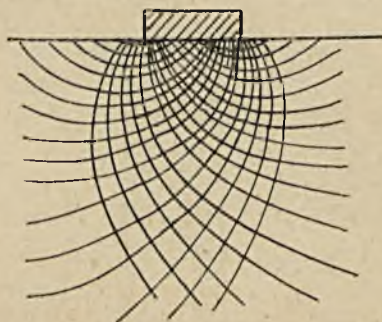
Zjawisko płynności plastycznej gruntu w technice drogowej często ma miejsce w wypadkach urządzania nasypów na błotach (rys. 4).

Jeżeli grunt nie jest plastyczny lub też jest niedostatecznie plastyczny, to początkowo pod wpływem obciążenia rozdziela się wzdłuż powierzchni ścinających i dopiero potem

¹⁾ Bardziej dokładny opis doświadczenia znajduje się w Engineering News Record, December 29 th, 1932.

²⁾ Zeitschrift der angew. Mathematik und Mechanik. Band I (1921) s. 15. i Band 3 s.s. 241 and 401.

przesuwa się. Na rys. 5 przedstawione są dwa układy linii nateżeń ścinających według Messmera¹⁾, a na rys. 6 pokazane są także układy, otrzymane w drodze doświadczalnej przez autora pracy niniejszej przez działanie tłoka metalowego na masę drobnego ilastego piasku.



Rys. 5.

Kształty linii zarówno teoretycznych jak i doświadczalnych są do siebie zbliżone.

Ponieważ linie doświadczalne otrzymane były przy działaniu na grunt wąskiego tłoka metalowego, możemy przypuszczać, że zjawiska przesuwania się warstw gruntu w praktyce drogowej mogą mieć miejsce podczas działania na grunt wąskich i ciężkich części budowli np. kamiennych podpór mostowych. Rys. 7 wykazuje, jak według Dr. Krey'a²⁾ odbywa się wycieśnianie gruntu na boki przez filar mostowy.

Według Krey'a obciążony pionowo filar zmusza masę gruntu do obracania się około pewnego punktu O, a wypieraniu gruntu przeciwstawia się „trójkąt parcia pasywnego” ziemi. Założenie to nie odbiega zbyt daleko od rzeczywistości ponieważ powierzchnie obrotu i parcia pasywnego możemy zastąpić przez powierzchnie ścinające według rys. 5 lub 6.

Rysunki te wyjaśniają, dlaczego w niektórych wypadkach w gruntach nieplastycznych możemy powstrzymać osiadanie filara, obciążając grunt dookoła niego, jak również, że tak nie będziemy mogli postąpić w wypadkach plastycznej płynności,

¹⁾ A. Nadai, Plasticity, pp. 250 (1931).

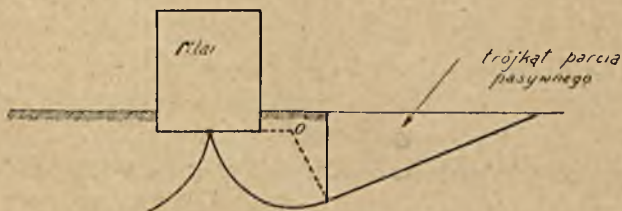
²⁾ Krey, Erddruck. Erwiderstand, S. 124 (1926).



Rys. 6.

ponieważ wypływ nastąpi zawsze nazewnątrz od świeżo obciążonej powierzchni.

Z powyższego wynika, że „trójkąt parcia pasywnego” w rzeczywistości nie istnieje i jest tylko jak by symbolem rzeczywistego stanu rzeczy.



Rys. 7.

Technik drogowy winien zdawać sobie sprawę, czy przy obciążeniu gruntu nawierzchnią drogową nastąpi jego przesunięcie. Chociaż zjawisko takie w technice drogowej naogół nie ma miejsca, jednak w pewnych wypadkach przy znacznym obciążeniu gruntów plastycznych może zachodzić.

Natężenie ścinające są proporcjonalne do natężeń ściskających; ponieważ monolitowa płyta nawierzchni drogowej ma dążność do ugięcia się pośrodku, więc boki jej unoszą się ku górze i przez to na obwodzie takiej płyty natężenia ściskające i ścinające są nieznaczne i naogół nie przewyższają wytrzymałości gruntu na ścinanie.

Zupełnie inaczej przedstawia się sprawa na drodze gruntowej, kiedy ciężko obciążone koło wozu lub samochodu tworzy koleiny. Zjawisko to jest niczem innym, jak tylko niesprężystym zgnieceniem gruntu, po którym następują natychmiast sprężyste ściskanie i ścinanie, powodujące przesunięcie gruntu na boki i do góry, zgodnie z linjami na rys. 5 i 6.

Jeżeli płyta drogowa obciążona jest znacznym ciężarem skupionym np. kołem ciężarowego samochodu i zwłaszcza jeżeli ciężar ten znajduje się na brzegu płyty, to w gruncie pod płytą powstają natężenia zarówno ściskające jak i ścinające. Nie będziemy szczegółowo zatrzymywali się nad matematyczną analizą zagadnienia o tem, jaka jest zależność „zdolności nośnej” gruntu od wytrzymałości jego na ścinanie. Teoria tego zagadnienia¹⁾ nie jest jeszcze dostatecznie opracowana, chociaż zależność powyższa bezsprzecznie istnieje. Ważnem jest przede wiedzieć, jaka jest wytrzymałość gruntu na ścinanie i od czego ta wytrzymałość zależy.

9. *Wytrzymałość gruntu na ścinanie, siły tarcia i przyczepności w gruntach.*

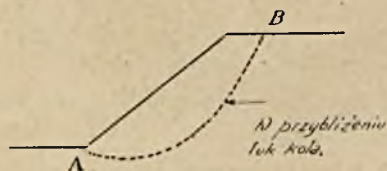
Wytrzymałość gruntu na ścinanie zależna jest: a) od wielkości tarcia między poszczególnymi cząsteczkami, b) od przyczepności cząstek od siebie. Współczynnik tarcia, przedstawiający opór przeciwko wzajemnemu przesuwaniu się cząstek gruntu, jest tangensem kąta tarcia wewnętrznego φ :

$$f = \operatorname{tg} \varphi \quad (2).$$

¹⁾ Public Roads. Vol. 10 N 3. Maj 1929 str. 31 i następne.

Wielkości f i φ nie są wielkościami stałymi dla danego gruntu, jak by należało przypuszczać, opierając się na pewnych prawach zjawiska tarcia. Doświadczenia obecne wykazują, że współczynnik tarcia zależny jest od wielkości obciążenia zewnętrznego i nieco się zmniejsza przy wzroście obciążenia. Średnie wartości f i φ będą dalej przytoczone. W ogólnych zarysach możemy powiedzieć, że tarcie wewnętrzne w piaskach jest znacznie większe, niż w glinach, w tłuczniu zaś kamiennym jeszcze większe, niż w piasku.

Przyczepność cząstek gruntu przedstawiamy sobie, jako przeciwdziałanie rozdzieleniu dwóch sklejonych cząstek. Rozróżniamy przyczepność rzeczywistą i pozorną. Przyczepność rzeczywista powstaje na skutek działania sił cząsteczkowych na powierzchni cząstek zwłaszcza koloidalnych; wartość przyczepności rzeczywistej jest, naogół, nieznaczną. Przyczepność pozorna zależy od stopnia wilgotności gruntu i powstaje na skutek działania warstewek wilgoci. Grunty absolutnie suche np. proszek gliny przyczepności prawie nie posiadają. Przyczepność pozorna wzrasta ze wzrostem wilgotności gruntu, jednak tylko do pewnych granic. Jeżeli grunt gliniasty jest przesycony wodą, to jego przyczepność jest nieznaczną. Tem się tłumaczy zjawisko usuwania się gruntu na zboczach (rys. 8),



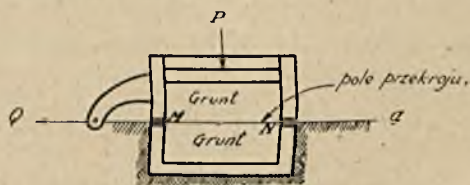
Rys. 8.

Skarpa zbocza znajduje się w równowadze, dopóki opór gruntu siłom ścinającym wzdłuż powierzchni AB jest dostateczny. Przy zwiększeniu się wilgotności gruntu tarcie na powierzchni AB zmieni się nieznacznie, ale przyczepność gruntu może znacznie się zmniejszyć i usunięcie się gruntu nastąpi w momencie, gdy natężenia ścinające przekroczą opór gruntu.

Bez wątpliwości istnieje związek wzajemny między liniami

na rys. 5 i 6 a kształtem linii AB na rys. 8. Związek ten jednak nie jest jeszcze ustalony; przyjmuje się zwykle, że linia AB kształtem swoim zbliżona jest do łuku koła. Założenie to wprowadzone zostało bez udowodnienia matematycznego przez inżynierów szwedzkich.

Wytrzymałość gruntu na ścinanie może być określona zarówno laboratoryjnie, jak i w terenie. Na rys. 9 przedstawiony jest przyrząd laboratoryjny, składający się z dwóch pustych skrzynek, wypełnionych gruntem.



Rys. 9.

Stosując siłę poziomą Q możemy skrzynkę górną przesuwac wzdłuż skrzynki dolnej. Niech płaszczyzna przekroju poziomego MN równa się „a” i przyczepność jednostkowa równa się „c”.

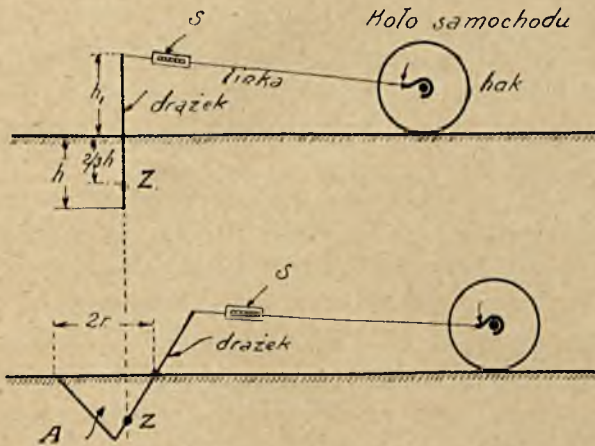
Jeżeli przy działaniu obciążenia pionowego P_1 , siła wymagana do przesunięcia jednej skrzynki wzdłuż drugiej wynosi Q_1 , a przy obciążeniu P_2 —siła ta równa się Q_2 , to współczynniki f i c możemy określić z układu równań następujących:

$$\begin{aligned} Q_1 &= P_1 f + ca \\ Q_2 &= P_2 f + ca \end{aligned} \quad (3).$$

Sposób ten posiada dużo cech ujemnych: przedewszystkiem grunt badamy nie w jego naturalnej postaci, a w postaci masy, przygotowanej sztucznie; pozatem linja MN zwykle nie jest linią prostą.

Autor pracy niniejszej stosuje następujący sposób określania wytrzymałości gruntu na ścinanie, zaproponowany przez niego w r. 1931¹⁾. Sposób ten polega na zabiciu do ziemi na określoną głębokość np. 30 cm. drążka metalowego i na wywracaniu tego drążka przy pomocy samochodu, działającego za pośrednictwem metalowej linki (rys. 10) z włączonym do niej dynamometrem S.

¹⁾ Proceedings Eleventh meeting of the Highway Research Board December 1931. (Washington D. C.).



Rys. 10.

Drażek zaczyna się obracać dookoła pewnego punktu „Z” i w rezultacie wycięsnia stożkową bryłę ziemi A. Wychodząc z założenia, że w momencie, poprzedzającym naruszenie równowagi na bocznej powierzchni stożka A działają siły tarcia i przyczepności, pionowa składowa których jest R, możemy zestawić równanie, wynikające z warunku równowagi momentów wywracającego i utrzymującego:

$$S a = (R + W) r \quad (4)$$

gdzie:

S — jest odczytem na manometrze w chwili naruszenia równowagi;

a — ramię siły S;

W — ciężar stożka A;

r — promień podstawy stożka A.

Średnie wartości „c” i „φ” przytaczamy w poniższej tabeli.

Rodzaj gruntu	c ton/m ²	φ w stopniach.
prawie płynna glina	0.5	prawie 0
bardzo słaba glina	1.0	
słaba glina	3.0	
średnia glina	5.0	około 25°
mocna glina	7.5	około 30°
piasek ilasty	2.0	
piasek gruboziarnisty lub żwir . .	5.0	

10. *Konieczność stosowania trwałego i przepuszczalnego podłoża dla nawierzchni drogowej.*

Nawierzchnia drogowa może być elastyczna (np. szosa, asfalt) lub sztywna (np. betonowa). Na trwałem podłożu, np. skalistym, oba rodzaje nawierzchni mogą utrzymywać jednakowe obciążenie. Przy podłożu słabem będzie inaczej: według doświadczeń Amerykańskiego Biura dróg publicznych (U. S. Bureau of Public Roads) nawierzchnia elastyczna na podłożu słabem może wytrzymać obciążenie kilkakrotnie większe, aniżeli nawierzchnia sztywna na podłożu słabem. W związku z tem dla nawierzchni sztywnych należy stosować trwałe podłoża. Trwałość zaś podłoża zależy od jego wytrzymałości na ścinanie.

Obecność wilgoci w gruncie znacznie zmniejsza jego „zdolność nośną” ponieważ przeciwdziałanie gruntu wilgotnego siłom ściskającym i ścinającym jest znacznie mniejsze, aniżeli gruntu suchego.

Wobec tego w gruntach, posiadających zdolność do zatrzymywania wilgoci, winny być zastosowane środki do ich zdrenowania. Najlepiej jest jednak jako podłoża stosować grunty przepuszczalne. Wyżej już wspomnieliśmy, jak ważne znaczenie dla osiadania gruntu ma jego przepuszczalność.

11. *Określenie przepuszczalności gruntu.*

Niema polowych metod określania przepuszczalności gruntu. Grunty badamy laboratoryjnie na wirówkach lub też w permeametrach,

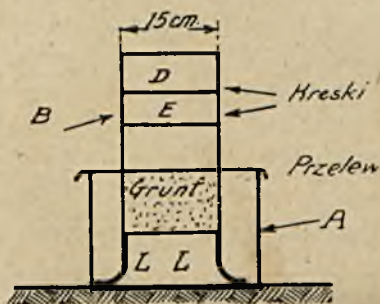
W pierwszym wypadku 5 gramów badanego gruntu, przesyconego wodą, umieszcza się w tyglu Gooch'a, tygiel umieszczamy w szklaneczce wirówki, ustawiając go na korku gumowym. Podczas obracania się wirówki szklaneczki jej pod działaniem siły odśrodkowej przechodzą z pozycji pionowej do poziomej i woda przesącza się przez otworki w dnie tygla do wydrążonego korka gumowego.

W laboratorjach amerykańskich grunty odwirowywane są w przeciągu godziny przy przyspieszeniu odśrodkowym, 1000 razy większem od przyspieszenia siły ciężkości. Wilgotność gruntu (w procentach wagowych w odniesieniu do wagi w stanie suchym) po odwirowaniu nazywamy „wskaźnikiem wilgotności”.

Wartości wskaźnika wilgotności są następujące: dla piasków 3 — 4, dla piasków gliniastych i chudych glin piaszczystych 5 — 12, dla glin często 40 — 50, a nawet i więcej. Im mniejszy jest wskaźnik wilgotności, tem większą jest przepuszczalność gruntu.

W metodzie Rose'a (oznaczania przepuszczalności) gruntu się nie odwirowywuje, lecz wprost umieszcza się w stanie wilgotnym do miseczki porcelanowej i powierzchnię jego wyrównuje się. Na tę wyrównaną powierzchnię kapie się wodą tak długo, aż próbka badana przestanie ją wchłaniać w siebie. Odnosną wilgotność (w % w odniesieniu do wagi w stanie suchym) nazywamy „polowym wskaźnikiem wilgotności”.

Permeametry są kilku systemów. Autor pracy niniejszej wybudował dla własnych badań prosty przyrząd (rys 11), składający się z dwóch metalowych cylindrów: zewnętrznego A, o średnicy np. 20 cm. i wewnętrznego B, o średnicy np. 15 cm.



Rys. 11.

Dno cylindra B przedstawia sito, przykryte bibułą filtrującą; cylinder B umocowany jest na nóżkach L. Próbkę gruntu umieszczamy na sicie cylindra B, ubijając ją lekko, w ilości takiej, by zajęła ona objętość do górnego poziomu cylindra A. Do cylindra A nalewamy wody aż do przelewu. Kiedy próbka gruntu w cylindrze B zostanie nasycona wodą, bardzo ostrożnie wypełniamy wodą cylinder wewnętrzny B i obserwujemy jej obniżający się poziom. Jeśli przez „T” oznaczmy czas, potrzebny do obniżenia się poziomu wody od kreski D do kreski E, to współczynnik filtracji gruntu będziemy mogli określić ze wzoru:

$$K = \frac{C}{T} \quad (5)$$

gdzie K — określany współczynnik

C — stała wielkość, zależna od wymiarów danego przyrządu i od odległości między kreskami D i E . Stałą C możemy znaleźć, mając dany współczynnik filtracji K_0 gruntu, określony w innym laboratorium lub na innym bardziej dokładnym przyrządzie. Wielkość C określamy przeto ze wzoru

$$C = K_0 T_0 \quad (6)$$

gdzie T_0 oznacza czas, potrzebny do obniżenia się poziomu wody od kreski D do kreski E dla gruntu o współczynniku filtracji K_0 .

12. Inne laboratoryjne metody badania gruntów.

a) Analiza mechaniczna.

Przez analizę mechaniczną rozumiemy podział badanego gruntu na frakcje, jak to wskazano w § 4 i określenie wagi każdej frakcji. Częsteczki grubsze oddzielamy, przesiewając je przez sита o różnej wielkości otworów, a cząstki drobne przez zmulanie ich wodą. Istnieje kilka metod takiej wodnej analizy: w Rosji stosują przeważnie sposób Sablina, w Północnej Ameryce hydrometr Bouyoucos'a.

Wysuszoną próbkę gruntu w ilości 50 albo 100 gramów dokładnie mieszamy z wodą i roztwór ten wylewamy do szklanych cylindrów, gdzie cząstki gruntu zaczynają się osadzać. Ilość wody w cylindrze wynosi 1 liter i areometr wskazuje wagę cząstek, zawieszonych w wodzie w momencie dokonywania pomiaru, w odniesieniu do danego litra.

Największy wymiar cząstek, znajdujących się w roztworze gruntu, określamy ze wzoru Stokes'a. Do wzoru Stokes'a i do odczytów na areometrze wprowadzamy poprawki, zależne od temperatury i od ciężaru właściwego gruntu.

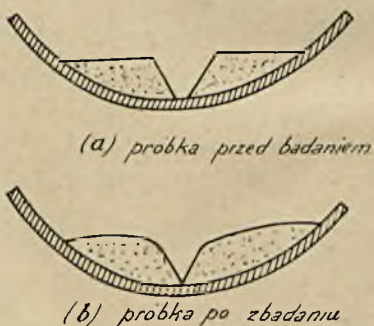
Np. jeżeli odczyt na areometrze, dokonany po upływie minuty od rozpoczęcia osadzania się gruntu, po wprowadzeniu poprawek wynosi 34, największa średnica cząstek w roztworze ze wzoru Stokes'a wynosi 0,040 mm i waga próbki w stanie suchym wynosiła 50 gramów, to wynik pomiarów oznacza, że w danej próbce gruntu mamy 68% cząstek drobniejszych od 0,040 mm.

Osad w cylindrach przemywamy przez drobne sito, suszymy i przesiewamy. Jeżeli przesiew wykonamy dla próbki nieprzemytej, to możemy otrzymać wyniki błędne, ponieważ poszczególne cząstki mogą być zlepione między sobą i cząstki drobniejsze mogą się znajdować na cząstkach grubszych.

Wyniki analizy mechanicznej przedstawiamy graficznie w postaci wykresu. Na osi odciętych odkładamy średnice cząstek lub ich logarytmy, na osi zaś rzędnych — procentowy stosunek wagi cząstek, drobniejszych od danej średnicy, do ogólnej wagi cząstek w stanie suchym.

b) określenie plastyczności według Attenberga.

Dla określenia granicy płynności gruntu, około 30 gramów gruntu, przesianego przez sito N 40, (wielkość otworów około 0,63 mm), mieszamy z wodą i mieszaninę tę umieszczamy do porcelanowej miseczki (rys. 12) i układamy ją warstwą o grubości około 1 cm. Masę badaną rozsuwamy łopatką lub nożem na dwie części, tak by odległość między rozsuniętymi półkami u góry wynosiła również około 1 cm.



Rys. 12.

Miseczkę trzymamy mocno w prawej dłoni, a lewą uderzamy w nią 10 razy. Jeżeli obie rozsunięte części mieszaniny zleją się ze sobą, dodajemy nieco suchego gruntu, jeżeli zaś nie zleją się, to dodajemy nieco wody. W obu wypadkach czynności powtarzamy. Wilgotność w procentach, odpowiadająca położeniu skrajnemu, gdy nie należy dodawać ani gruntu, ani wody do próbki badanej przedstawia sobą granicę płynności.

Granica płynności $L_{>35}$ wskazuje na to, że zawartość

gliny wynosi conajmniej 30%, $L > 60$ wskazuje na brak części piaszczystych, $L > 100$ wskazuje na brak pyłu.

Dla określenia granicy plastyczności P do próbki gruntu, którego cząstki przeszły przez sito $N 40$, dodajemy wody tak, długo, aż masa jego stanie się na tyle plastyczną, że możemy ją dłonią uwałować na płycie szklanej w wałki o średnicy około 3 mm. W tym momencie określamy wilgotność gruntu w procentach (P).

Różnica $L - P$ stanowi „wskaznik plastyczności”. Dla glin wskaźnik ten waha się od 15 do 30. Im mniejszą jest różnica $L - P$, tem mniejszą jest plastyczność gruntu. Dla piasków często $L - P = 0$. Jasnym jest, że im wyższy jest wskaźnik plastyczności, tem większe jest niebezpieczeństwo plastycznego wypływu mokrego gruntu z pod danej budowli.

c) określenie granicy skurczu gruntu.

Przy wysychaniu próbki wilgotnej gliny początkowo jednocześnie zmniejsza się jej objętość i waga, lecz po dojściu do pewnej granicy (granicy skurczu) objętość pozostaje niezmienną.

Początkowo granicę skurczu znajdowano przez bezpośrednie pomiary próbki gruntu dokonywane w miarę jego wysychania.

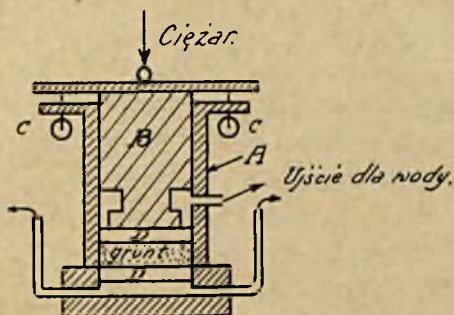
Obecnie granicę tę określają, znajdując objętość próbki gruntu w stanie wilgotnym i w stanie suchym, przyczem objętość określamy przez zanurzanie próbki do rtęci i ważenie wytłoczonej rtęci.

d) badanie gruntu na ściskanie.

Przyrząd Terzaghi, stosowany do powyższego celu, składa się z metalowego cylindra A i metalowego tłoka B (rys. 13), na który działa ciężarek, zmieniający się w granicach od 0 do 3 kg/cm^2 . Pionowe przesunięcia tłoka w stosunku do cylindra mierzą się przy pomocy mikrometrów C z dokładnością do

$\frac{1}{10000}$ cala. Próbkę gruntu w stanie graniczącej z płynnością umieszcza się między dwoma porowatymi kamieniami D , poczem tłok naciska na kamień górny, woda wytłacza się z badanej próbki gruntu i następuje jego ściskanie. Wyniki badania przedstawia się graficznie w postaci krzywej na wykresie.

gdzie na osi odciętych odkładamy wielkości obciążenia, a na osi rzędnych wartości współczynnika porowatości badanej próbki t. j. stosunku całkowitej objętości cząstek gruntu do objętości wolnej przestrzeni w niej.



Rys. 13.

Zmniejszając lub całkowicie usuwając obciążenie możemy oddzielić odkształcenia sprężyste gruntu od odkształceń trwałych.

Powyżej wyszczególniliśmy najważniejsze metody badania gruntów, zaznaczając jednak, że istnieją poza tym i inne metody.

13. Polowe metody badania gruntów.

Grunt w polu może być badany: a) jako materiał do budowy dróg gruntowych, b) jako podłoże do trwałej nawierzchni drogowej. Pierwszy rodzaj badań ważny jest dla krajów Wschodniej Europy, gdzie sieć dróg ulepszonych nie jest dostatecznie rozwinięta i brak jest środków na jej rozbudowę.

Zwyczajna metoda zbadania gruntu przy budowie drogi gruntowej polega na zbadaniu drogi istniejącej podlegającej przebudowie.

W ogólnych zarysach: należy oddzielnie badać odcinki drogi znajdujące się w stanie dobrym, i odcinki — złe. Należy wyjaśnić przyczyny złego stanu badanych odcinków drogi.

Należy pobrać próbki gruntów z różnych warstw, zwykle w postaci równoległościaków o wadze 1—2 kg. W wypadkach poważnych robią się wiercenia i sporządza się dokładny opis warstw gruntu. Odcinki drogi, zachowujące się w stanie zadowalniającym we wszystkich porach roku, uważamy za od-

cinki wzorcowe. Analiza porównawcza próbek gruntów na złych i dobrych odcinkach drogi daje nam wskazówki, jakie uzupełnienia i zmiany własności gruntu należy poczynić.

Możliwe są wypadki, gdy zapomocą szeregu prób otrzymujemy idealny skład gruntu, dający jeszcze lepsze wyniki, aniżeli na odcinku wzorcowym; jednak skład taki może być ustalony tylko w drodze długiej i systematycznej pracy laboratoryjnej i obserwacyj, czynionych na próbnym odcinkach (w danych warunkach klimatycznych i geograficznych).

Amerykańskie biuro dróg publicznych (U. S. Bureau of Public Roads) opracowało dokładne metody badań gruntów, jako podłoża nawierzchni drogowej. Przed przystąpieniem do szczegółowych badań należy wykonać dokładny plan danej miejscowości, zbadać układ warstw i warunki odpływu wód, pobrać próbki gruntów w osi trasy i u podnóża skarp nasypów i mieć dostateczną ilość danych do sporządzenia przekrojów geologicznych.

14. Klasyfikacja gruntów dla celów drogowych.

Grunty w technice drogowej w Ameryce podzielone są na 8 grup podstawowych, oznaczanych literami A-1, A-2... A-8. Pozatem istnieją kategorie gruntów niejednorodnych, oznaczonych literami B-1, B-2..., każdy grunt może być zaliczony do tej lub innej grupy na podstawie swoich cech charakterystycznych.

Pozatem opracowane są wskazówki, jak należy projektować nawierzchnię na gruncie tej lub innej kategorii.

Jednak klasyfikacja gruntów nie jest jeszcze dokonana ostatecznie i projektowanie dróg nie wykonywuje się bynajmniej szablonowo.

15. Badanie gruntów drogowych w Polsce.

W każdym kraju sprawy drogowe posiadają swoje szczególne cechy; cechy te zależą od warunków ekonomicznych, administracyjnych, geograficznych, klimatycznych i t. p.

Przyuszczając, że badanie gruntów w gospodarce drogowej Polski jest konieczne, należy zaznaczyć, że badania te od początku powinny być wykonywane według zgóry ustalonego i do warunków polskich dostosowanego planu.

Pożądanem było by uprzednie zaznajomienie się z amerykańskimi i rosyjskimi sposobami badań (zarówno laboratoryjnymi jak i polowemi) i wybranie tych, które najwięcej odpowiadają warunkom polskim. Następnym okresem rozwoju badań będzie opracowanie własnych sposobów i metod, na co potrzeba więcej czasu i środków, lecz co musi przyjść i da bezwzględnie dobre wyniki.

INŻ. ZYGMUNT BIAŁECKI.

DROGI BETONOWE W ŚWIETLE DOŚWIADCZEŃ.

W krajach Europy zachodniej i Stanów Zjedn. Ameryki drogi betonowe od lat kilkunastu budowane są w znacznym zakresie i użyteczność ich podlega ścisłemu badaniu.

Pozyskane w dziedzinie tej rezultaty obserwacji stanowią obfity materiał, pouczający o praktycznej wartości tego rodzaju nawierzchni drogowych i właściwych metodach ich budowy.

Poniżej podajemy garść zebranych w powyższej sprawie wiadomości.

„Niemieckie T-wo Studiów Dróg automobilowych” ustaliło w roku ubiegłym następujące wskazówki dla wykonywania budowy dróg betonowych.

O ile w górnej warstwie nawierzchni ma zastosowanie ok. 50% łamanego kruszywa, to należy, dla otrzymania właściwej zaprawy betonowej, ustalić zawartość w niej piasku miałkiego 0,3 mm na nie mniej 70% i piasku 1 mm nie mniej 20% na wagę, w stosunku do całkowitej ilości dodawanego do cementu materiału.

Dodatek wody winien być tak unormowany żeby uszczelnienie betonu przy ubijaniu dawało się osiągnąć. Płyty betonowe winny posiadać następujące grubości:

na mocnem, nieustępliwem podłożu (stare drogi)	15 cm
na dobrem, jednakowej nośności gruntowem podłożu	18 cm
przy średnich warunkach podłoża, bez podbudowy	20 cm
na niepewnym podłożu	25 cm

Podbudowa z pakowego kamieniu nie jest konieczną; droga betonowa dla ruchu automobilowego nie wymaga żadnej podbud-

wy i składać się winna z dwóch warstw, dolnej z zawartością nie mniej 250 kg i górnej 5 — 6 cm grubości, nie mniej 350 kg cementu w 1 m^3 betonu.

Pogrubienie brzegów płyty, jako hamujące swobodny ruch płyty na podłożu, został zaniechany a wprowadza się natomiast uzbrojenie krawędzi.

W ciągu kilkunastoletniego użytkowania drogi betonowe w Niemczech wykazały swoją praktyczną wartość.

Wbrew ogólnemu mniemaniu mogą one być układane, jak praktyka wykazała, nawet na niepewnym podłożu, wysokich nasypach. Sztwna, mocna, zbrojona zwłaszcza płyta betonowa, przenosi równomiernie, działające na nią siły i stanowi mostki nad ewentualnymi wklęsnięciami powstałymi wskutek obsunięcia się gruntu. Przy budowie dróg betonowych na nasypach pożądanem jest jednak aby układane one były równymi warstwami, walcowane i ewentualnie szlamowane. Na ustępliwych gruntach prócz walcowania poszczególnych warstw ziemnych dodawane są warstwy żwiru. Należycie wykonana, dość gruba płyta betonowa może być układana i na świeżym nasypie.

Kwestja zbrojenia betonowej płyty drogowej jest ciągle sporną. Faktem jest jednak, że istnieje wiele dróg betonowych niezbrojonych bez śladu uszkodzeń. W Szwajcarji prawie wszystkie drogi są zbrojone, w Belgji niezbrojone i w obu krajach rysy na drogach do rzadkości należą.

Z uwagi że dla dróg o ruchu ciężarowym wymaga się nadzwyczajnej wytrzymałości, wskazanem jest uzbrojenie części płyty, między dolną i górną warstwą płyty.

Co się tyczy szczelin dylatacyjnych, ustaliła się zasada, że drogi szersze od 6 metrów otrzymują, prócz poprzecznych, także podłużną szczelinę.

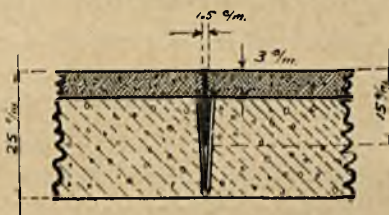
Szczeliny poprzeczne dawane są co 8 — 10 m i wykonywane obecnie bez wstrzymywania ciągu betonowania przy zastosowaniu stałych lub tymczasowych wkładek.

Sposób zakładania szczelin z wkładkami wskazuje rysunek na str. 146-ej.

W dolnym betonie umocowana jest listwa z podwójnej papy asfaltowej, w górnej zaś części listwa żelazna 1,5 cm grubości, ok. 15 cm szeroko klinowato zaostzona. Przez okres

betonowania listwa ta pozostaje w betonie. Po ukończeniu betonowania listwę wyciąga się, brzegi szczeliny zaokrągla i zalewa bitumem.

Ubijanie betonu spodniego najlepiej jest uskutecznić pneumatycznymi ubijakami, górnego zaś maszyną — wykańczarką względnie ręczną ramą. Używanie maszyn nie jest koniecznem, ręczna robota daje również dobre wyniki.



W okresie lat 1925 — 1932, pobudowano w Niemczech 2,397,000 metr. kw., t. j. około 490 kilometrów dróg betonowych.

W Anglii drogi betonowe znalazły równie szerokie zastosowanie, o czym świadczy niżej wyszczególniony przyrost dróg betonowych w ciągu ostatnich sześciu lat:

	roczny przyrost	w końcu roku było
w r. 1926	140 km	294 km
„ 1927	261 „	555 „
„ 1928	322 „	877 „
„ 1929	409 „	1286 „
„ 1930	480 „	1766 „
„ 1931	718 „	2484 „

W r. 1931/2 wybudowano 1198 km, z tego 1050 km z uzbrojeniem, bez uzbrojenia tylko 148 km. Do zbrojenia zużywano 4 kg żelaza na 1 m².

W roku 1922 zastosowało drogi betonowe 16 okręgów ziemskich, w roku 1931 natomiast już 307 okręgów.

Od 1931 r. w 12 miastach Anglii zaczęto budować drogi betonowe z kolorowym cementem zmniejszenia promieniowania w lecie. Długość dróg betonowych w Anglii jest rozmaita, najdłuższą jest droga Liverpool — East Lancaschirse, posiadająca 40 km długości. Szerokości dróg dochodzą do

39 metr. W Londynie zaczęto stosować betonowe nawierzchnie ulic od 1918 r. i dotychczas jest 35 kilometrów w użytku.

Interesującym jest zestawienie ilości materiałów, zużytych do budowy dróg betonowych w Anglii w ciągu paru lat ostatnich, a mianowicie:

	tonn cementu	m ³ piasku i tłucznia	tonn żelaza
W 1929 r.	149,000	570,000	9,000
w 1930 r.	173,000	665,000	10,750
w 1931 r.	260,000	1,000,000	16,580

Do budowy ulic Certosa i Domossola w Medjolanie zastosowano beton z tłucznia wapniowego, piasku skalnego i cementu w ilości 350 kg w 1 m³ betonu. Przy szerokości ulicy 9.80 m podzielono ją szczeliną podłużną na dwie równe połowy a szczeliny poprzeczne dano co 15 m, czyli że nawierzchnia składała się z płyt o wymiarach 4,90 × 15 m. Na skrzyżowaniach ulicy zastosowano wymiar płyt betonowych 6,40 × 20 m. Płyty te jednak z powodu zbyt wielkich wymiarów nie trzymają się dobrze, wykazują uszkodzenia. Niektóre z płyt 4,90 × 15 m dały również rysy są one jednak usprawiedliwiane niedokładnością w przygotowaniu podłoża. Na częściach dróg o ruchu wyłącznie automobilowym szczeliny zachowały się bez uszkodzeń, na części natomiast o ruchu mieszanym skonstatowano niszczenie krawędzi szczelin.

Dla ustalenia zasad właściwego stosowania szczelin dylatacyjnych przeprowadzono w Medjolanie następujące doświadczenia, w sposób zresztą bardzo prosty. W pobliżu brzegów, z obu stron szczelin umocowane zostały w betonie małe cylindry blaszane 15 mm średnicy, wynurzające się ok. 3 mm z betonu. Między dwoma sąsiednimi cylindrami umieszczono miarkę z podziałką, która pozwalała odczytywać zmiany w odleganiach brzegów, czyli dylatację. Przy notowaniu rezultatów obserwacji przyjęto zasadę, że zmiana w rozmiarze szczeliny przypada w połowie na każdą z sąsiadujących płyt czyli, że całkowity odstęp skonstatowany odpowiada zmianom długości, zachodzącym w jednej płycie. Sprawdzanie temperatury betonu wykonywano przez mierzenie jej w zagłębieniach umyślnie w tym celu w powierzchni betonu zrobionych, wypełnionych rtęcią i z zewnątrz zakrytych. Zagłębienia takie porobione, jedno na osi drogi i jedno na każdym brzegu płyty.

Skonstatowane zmiany długości wyniosły dla jednej płyty 14.96 m długości, przy maksymalnej różnicy temperatur $44,5^{\circ}\text{C}$ 6,2 mm czyli 0,4 mm na 1 metr bież.

Przy kalkulowaniu współczynnika dylatacyj okazało się, że wynosi on 0,0000095, dla innego zespołu płyt betonowych 0,0000087.

Z powyższego wyniku wniosek, że dla płyt betonowych 10 — 15 m długości, przewidywać można, przy różnicy temperatur $35 — 40^{\circ}\text{C}$, wydłużenia 3,5 — 5,4 mm, co wskazuje potrzebę szerokości szczelin 7 — 10 mm.

Rozwój zastosowań betonu do budowy dróg we Francji spowodował wydanie przez odnośne czynniki rządowe zarządzeń, warunkujących sposób wykonywania ich.

Rozporządzenie ministerjalne z 12 grudnia 1932 r. zawiera następujące zastrzeżenia:

1) Podłoże winno posiadać grubość 12 cm. Beton ma zawierać nie mniej 200 kg cementu w 1 m^3 betonu, tłużeń o wymiarach 4 — 7 cm. W razie niepewnego podłoża grubość dalszej warstwy betonu zwiększa się do 15 cm i wyżej.

2) Nawierzchnia ma mieć grubość 6 — 8 cm (naogół 6 cm) i winna być sporządzona z twardego materiału kamiennego, wielkości ziarn 2 — 4 cm ewentualnie 4 — 6 cm. Ilość cementu w 1 m^3 betonu niemniej 400 kg a lepiej niemniej 500 kg. Cement portlandzki wykazywać winien wytrzymałość na zginanie po 7 dniach 10 kg/cm^2 , po 28 dniach 15 kg/cm^2 .

3) Mieszanie ma odbywać się mechanicznie. Uszczelnianie betonu przez utrząsanie lub ubijanie pneumatycznymi ubi-jakami.

4) Nawierzchnia musi być nakładaną przed związaniem dolnej warstwy. Wyrównanie powierzchni odbywa się zapomocą cylindra, toczonego prostopadle do osi drogi. Wykończenie powierzchni powinno być tak przeprowadzone aby o ile możliwości kamienny materiał był uwidoczony na zewnątrz, nie okryty skorupą cementową.

5) Profil drogi winien być sprawdzany zapomocą szablony, prowadzonego równolegle do osi drogi. Równość profilu sprawdza się zapomocą łaty 3 m, długiej, kładzionej rów-

nolegle do osi drogi, pod którą nie może być wgłębień większych od 5 mm.

6) Szczeliny dylatacyjne mogą być wykonywane sposobem, wg. uznania przedsiębiorcy ale w odstępach nie mniejszych od 15 m. Przy szerokości drogi wyżej 6 m płyta betonowa winna być przecięta podłużną szczeliną.

7) Przedsiębiorca wydaje gwarancję na lat 10 z kaucją 20%. Zwrot kaucji: 15% po 5 latach, 5% po 10 latach albo 10% po 2-ach latach, 5% po 5 latach, 5% po 10 latach. Przedsiębiorca reperuje drogę przez 10 lat darmo.

8) Grubość nawierzchni po 5 latach nie może zmniejszyć się więcej niż o 1,5 cm, a zmiana równości podłużnego profilu wg. łąty 3 metrowej nie może przekraczać 1 cm. Po 10 latach grubość nawierzchni nie może zmniejszyć się więcej niż o 2,5 cm, a deniwelacja pod łątą 2,5 m długości, nie wyżej 1,5 cm. O ile droga wykazuje zmiany większe, zarząd drogi ma prawo zażądać przeróbki nawierzchni.

Rezultaty, otrzymane z obserwacji dróg betonowych w ciągu lat ostatnich dały możliwość ustalenia szeregu ścisłych już wniosków, stwierdzających ich celowość i korzyści gospodarcze.

Nowa droga betonowa może być układana bezpośrednio na podłożu gruntowym, bez podbudowy kamiennej i z tego powodu nie kosztuje ona wcale więcej od innego rodzaju trwałych nawierzchni. Okoliczność, że nawierzchnia betonowa nie wymaga podkładu z kamienia odgrywa w kosztach budowy poważną rolę.

Przy fachowem pokierowaniu budową drogi betonowej, starannem jej wykonaniu, dostosowaniu do obciążenia, koszty utrzymania jej są minimalne, ograniczają się tylko do zalewania bitumem fug dylatacyjnych i ewentualnych rys.

Trwałość dróg betonowych, natomiast, jest nieograniczoną. Ścieralność powierzchni ich bowiem, przy zastosowaniu twardego kruszywa do górnej warstwy, jest nieznaczna.

Przy rozpatrywaniu opłacalności gospodarczej drogi należy uwzględnić oszczędności, jakie ona przysparza posiadaczom pojazdów na kosztach materiałów pędnych i reperacji, przyspieszeniu transportów i t. p.

Nawierzchnie betonowe są równe, gładkie a jednocześnie

szorstkie, co powoduje mniejsze zużycie materiałów pędnych, smarów, mniej reparacji, wypadków zepsucia się części.

Brak uderzeń i wstrząsów na betonowej jezdni wpływa na zapewnienie pojazdom większej trwałości, co w Ameryce statystycznie zostało stwierdzone.

Budowa dróg betonowych otwiera pole zajęć dla wielu sił roboczych tak przy samej budowie drogi jak i przy produkcji, wydobywaniu i obrabianiu poszczególnych składników betonu.

Ruch automobilowy, mający na celu osiągnięcie zwiększonej szybkości, wymaga bezpieczeństwa i możliwie najmniejszego zużycia materiałów pędnych. Dla zadośćuczynienia tym warunkom, powierzchnia drogi musi być przy każdej pogodzie szorstką i nie powinna być falistą, jak to ma miejsce przy nawierzchniach walcowanych. Występowanie falistości na drogach betonowych nie zdarza się tak przy użyciu do budowy maszyn jak i przy ręcznym ubijaniu a płyta betonowa jest na tyle sztywną, że wyginać się falisto nie może.

Powierzchnia drogi betonowej jest zawsze szorstką bo cement z natury swej szorstkość posiada i nawet przy oddzieleniu się przez scieranie niewytwarza śliskiej, lepkiej warstwy na drodze a odwrotnie przyczynia się, podobnie jak piasek, do zmniejszenia śliskości powierzchni.

Nawierzchnia betonowa przedstawia jednolitą szczelną powierzchnię i dlatego najlepiej opiera się ssącemu działaniu kół gumowych, podczas gdy drogi brukowane dla zneutralizowania tego niszczącego wpływu muszą być zalewane w spoinach odpowiednio odpornym materiałem.

Równa i gładka powierzchnia drogi betonowej daje możliwość szybkiego odprowadzania wód opadowych, przy niewielkim spadku, co dla ruchu automobilowego stanowi ważną okoliczność.

Jasność powierzchni drogi betonowej stanowi również dodatnią stronę jej, ważną dla ruchu nocnego, albowiem ciemna powierzchnia absorbuje światło i zmusza do wolniejszej jazdy.

INŻ. M. MACZYŃSKI.

VII ZJAZD NAFTOWY.

Zeszłoroczny Zjazd Naftowy, który odbył się w Borysławiu w dniach 15 — 17 grudnia, nie wysunął w swym programie żadnych specjalnych tematów, lub zagadnień, które stanowiłyby ośrodek obrad.

Temu też należy przypisać dużą różnorodność wygłoszonych referatów.

Obrady Zjazdu odbywały się w trzech sekcjach, a mianowicie w sekcji ogólnej, gdzie omawiano sprawy polityki finansowo naftowej i gdzie były wygłaszane referaty o charakterze ogólnie sprawozdawczym i gospodarczym oraz w dwóch sekcjach technicznych, a mianowicie wiertniczej i rafineryjnej.

Zagajenia obrad i otwarcia Zjazdu dokonał prof. Bielski, jako prezes Rady Zjazdów Naftowych. Do prezydium zaproszono i wybrano pp. Dyr. Długosza, Dyr. Departamentu Peche'go, prof. Politechniki W. Dr. Klinga i Inż. Biluchowskiego.

Na przewodniczących Sekcyj powołano: do sekcji kopalnianej Dyr. Perkowskiego, do sekcji rafineryjnej Inż. Biluchowskiego i Inż. Piotrowskiego.

We wstępnem przemówieniu Prof. Bielski podkreślił pięknie rozwijającą się tradycję Zjazdów i ich dodatnie rezultaty w dziedzinie współpracy i wzajemnego porozumienia się pracowników przemysłu naftowego.

Część oficjalną Zjazdu zakończono odczytaniem nadesłanych depech i podziękowaniem obecnym za wzięcie udziału w obradach.

Cykl referatów Sekcji ogólnej rozpoczął Dr. Wandycz wygłoszeniem przemówienia p. t. „Przemysł naftowy na tle ostatnich rozporządzeń”.

Omówiwszy kryzys i ciężką sytuację, w jakiej znajduje się obecnie całość przemysłu naftowego, referent wykazał, że w dzisiejszym stanie rzeczy konieczna jest potrzeba istnienia sprawnej organizacji, która by była w możności regulować całokształt stosunków w przemyśle naftowym.

Z trzech form organizacyjnych, jakie w tej dziedzinie są możliwe, a mianowicie:

1. wolnego handlu,

2. trustu lub kartelu dobrowolnego czy też przymusowego.

3. narzuconej regulacji produkcji i sprzedaży, dwie pierwsze formy nie dały pozytywnych rezultatów, wobec czego rząd narzucił w formie ustawy trzecią ewentualność, która od razu unormowała stosunki i wprowadziła porządek w tej dziedzinie.

Ponieważ ustrój przemysłu naftowego jest tego rodzaju, że zdecydowana dość szeroka ingerencja, w którejkolwiek z jego trzech dziedzin, a mianowicie bądźto w wiertnictwie, bądź w przeróbce rafinerylnej, bądź też w sprzedaży, wywiera wpływ na całość biegu spraw, rząd wybrał sposób jak najmniej krępujący organizując i ujmując w ustawę sprawy eksportu produktów naftowych przez utworzenie organizacji polskiego eksportu naftowego, czyli t. zw. Penu.

Skutki tego posunięcia nie kazały długo na siebie czekać.

Zorganizowanie jednolitego planu eksportu produktów ropnych doprowadziło w krótkim czasie do ustalenia się, a nawet lekkiej poprawy cen tych produktów bez jednoczesnego ograniczenia swobody rynku wewnętrznego i skrupowania, którejkolwiek z firm w jej wewnętrznej działalności i inicjatywie.

W dalszym ciągu swej działalności Pen dążyć będzie w granicach ustawy do ostatecznej regulacji cen i produkcji.

Ten ostatni punkt przemówienia ujął i rozwinął szerzej następny referent pos. Dr. Wojciechowski przedstawiając plany rządu dla przyszłej polskiej polityki naftowej.

Porównania między stosunkami panującymi w polskim przemyśle naftowym, a zagranicą, dokonał Dr. Schätzel.

Skreśliwszy w paru słowach historję rozwoju stosunków w polskim przemyśle naftowym, gdzie od wojennego sekwestru produktów po przez kartele i wolny handel, stosunki doprowadziły do organizacji Penu, referent przeszedł do stosunków amerykańskich, które rozpoczęły nową erę od słynnego aktu NIRA, dzięki któremu zapanował w dziedzinie przemysłu naftowego właściwie stan wyjątkowy w czasie którego Prezydent Stanów ma olbrzymie wprost pełnomocnictwa.

Amerykańskie umowy kartelowe muszą się w zupełności stosować do odnośnych przepisów kodeksu i muszą być przez rząd zatwierdzane.

Dopuszczalne warunki umów są bardzo ściśle przepisami określone, a wykonywanie ich surowo przestrzegane.

Stan ten charakteryzuje referent, jako nową formę kapitalizmu skoordynowanego przy zachowaniu prywatnej własności i inicjatywy.

Następnie wygłoszone zostały trzy referaty sprawozdawcze z wycieczek naukowych, a mianowicie inż. Wojnar i Niemętowski referowali swe wrażenia i obserwacje z wycieczki w rosyjskie zagłębie naftowe, a inż. Winkler opowiadał o swym pobycie na uniwersytetach amerykańskich. Odnośnie do opisów z Rosji sowieckiej to wspomnę tylko, że obydwaj referenci wyrażali się z dużym uznaniem o postępach i rozwoju tamtejszego przemysłu naftowego, który zdaniem referentów w ciągu drugiej „piatiletki” osiągnie punkt kulminacyjny swego rozwoju.

Dalsze referaty sekcji ogólnej miały charakter naukowy i dotyczyły spraw poszukiwań nowych terenów naftowych.

Pierwszy z tego cyklu wygłosił referat Dr Tołwiński dyr. Karpackiego Instytutu Geologicznego.

Jak z prac badawczych tego Instytutu wynika złoża borysławskie są już w znacznej mierze wyczerpane, jednak dotyczy to niewielkiej stosunkowo przestrzeni, pozostają jednak duże jeszcze obszary zupełnie niezbadane i nieeksploatowane.

Zdaniem referenta tereny ciągnące się na Północny Wschód od Borysławia i to aż pod Lwów, mogą mieć pewne widoki na eksploatację, poza tem w kierunku zachodnim możliwym jest, że warstwy roponośne sięgają za Dunajec, aż może pod Wadowice, a zatem w bezpośrednie pobliże naszych złóż węglowych.

Stosunkowo niewielka ilość wierceń poszukiwawczych nie pozwala na ściślejsze sprecyzowanie i potwierdzenie powyższych wniosków, jakkolwiek cały szereg obserwacji zdaje się je potwierdzać.

Rozwojowi zatem przemysłu naftowego w Polsce stoi raczej na przeszkodzie brak kapitału niż brak możliwości.

Następny z referatów inż. Mitera przedstawił swe prace z zakresu badań geofizycznych w jakich uczestniczył w Ameryce.

Metodą cieszącą się tam największym wzięciem jest metoda pomiarów sejsmograficznych refleksyjnych.

Zasadą tej metody jest pomiar fali sejsmicznej wywołanej wybuchem, a odbitej od warstw wglębnych. Specjalne przyrządy t. zw. geofony pozwalają robić te pomiary z uwzględnieniem odległości od miejsca wybuchu, natężenia fali i czasu.

Dane te umożliwiają określenie charakteru warstw i utworów położonych w głębi ziemi. Metoda ta cieszy się dziś takim powodzeniem w Ameryce, że niema prawie wiercenia, któreby odbywało się bez uprzednich tego rodzaju badań. Na polskich terenach naftowych metoda ta nie jest jeszcze dziś znaną, a jej zastosowanie o tyle zostało podane w ciągu dyskusji w wątpliwość, że w Ameryce ma się do czynienia z podłożem granitowem i słupami solnemi, a na naszych terenach podłożem tem są łupki.

Odnosnie do referatów obu sekcji technicznych, sprawozdań ze względu na ściśle fachowe problemy tu nie zamieszczam, nadmieniając jedynie, że referaty te lub ich streszczenia ukażą się drukiem w odpowiednich pismach fachowych.

Zjazd zakończyły wycieczki do ciekawszych instalacji przemysłowych Zagłębia.

Miło mi będzie tu podkreślić doskonałą organizację Zjazdu i gościnność z jaką społeczeństwo borysławskie podejmowało jego uczestników.

P. Prof. L. Szperlowi składam uprzejme wyrazy podziękowania za ułatwienie mi udziału w Zjeździe.

INŻ. JAN ROLLE.

„CZY NALEŻY ZAKŁADAĆ KAMIENIOŁOMY PAŃSTWOWE I KOMUNALNE?”.

Pod powyższym tytułem umieścił p. Inż. Francos w N-rze 79 „Wiadomości Drogowych” artykuł, który nie rozwiązał dostatecznie postawionego w tytule zagadnienia — zawierał natomiast szereg niesłusznych zarzutów pod adresem wielkich kamieniołomów prywatnych i niektórych samorządowych, przedstawiając je jako szkodników społecznych, żądnych łatwego

wzbogacenia się kosztem Skarbu Państwa. Ta szkodliwa działalność zmusiła, zdaniem autora Rząd do zakładania własnych kamieniołomów, które miały za zadanie „zdusić” wygórowane ceny, zaliczane przez przemysł prywatny — zwłaszcza przez grupę Krakowsko-Chrzanowską.

Zarzuty postawione przez autora dadzą się streścić następująco:

1) „Po wojnie właściciele kamieniołomów prywatnych bez istotnej przyczyny śrubowali ceny tłucznia i kostek z dnia na dzień aż w roku 1929 cena półbruczku doszła do 83,— zł. za 1 tonnę, a cena tłucznia do zł. 10,80 za 1 tonnę loco wagon kamieniołom”.

2) Kamieniołomy prywatne „zaliczały 50% a nawet 100% czystego zysku przy kalkulacji cen jednostkowych tłucznia i kostki, jak to miało miejsce przed powstaniem kamieniołomów państwowych i jak się to często dzieje obecnie”.

3) „Kamieniołomy prywatne nie stanęły na wysokości swego zadania i przy uwzględnieniu godziwego zarobku nie dostarczały materiału po cenach możliwych do przyjęcia”.

4) Właściciele prywatnych kamieniołomów nie mogą pogodzić się z koniecznością dostosowania do nowych warunków pracy i kalkulacji i przy każdej nadarzającej się sposobności starają się wrócić do dawnych praktyk”.

Rozpatrując poszczególne zarzuty w świetle faktów rzeczywistych stwierdzić musimy, że już pierwszy zarzut z którego wszystkie następne wynikają nie może się ostać, skoro porównamy ceny kamieniołomów prywatnych w latach 1929 — 1931 z cenami kamieniołomu państwowego w Janowej Dolinie, założonego właśnie dla obniżenia wyśrubowanych cen.

Dla jasnego przedstawienia zebrałem ceny zasadniczych produktów tych kamieniołomów w tabelkę, w której brak jest tylko cen kamieniołomu Wydziału Powiatowego w Chrzanowie, gdyż kamieniołom ten dopiero w r. 1931 rozszerzył granice zbytu poza potrzeby lokalne.

Ceny podane w zestawieniu oparte są z jednej strony na cennikach, ofertach i rachunkach, znajdujących się w aktach odnośnych firm, a z drugiej strony na urzędowo zatwierdzonym cenniku (cennik „Janowej Doliny” z dnia 1. VI. 1931

zatwierdzony reskryptem D. R. P. w Łucku Nr R. P. — IV — 1478/4 z dnia 9. lipca 1931.

	Rok	Tłuczeń drogowy	Grys niesort. 0-25 mm	Grys sort.	Kostka norm.	Mozajka torowa 8-12 cm.	Półbruczek 9-11 cm.
Kamieniołomy prywatne i samorządowe Zagłębia krakowskiego	1929	9. do 10.80	6. do 7.	10.80	88.—	83.—	—
	1931	9. do 10.80	5. do 7.	10.80	86.—	82.—	35.—
Kamieniołom Państwowy „Janowa Dolina”	1931	8. do 10.—	12.	—	80.—	—	30.—

Dla objaśnienia tej tabeli należy dodać, że półbruczek w jego obecnej jakości zaczęto produkować dopiero w r. 1931 a t. zw. mozaika torowa była drobną kostką, o większej niż normalna tolerancji wymiarów.

Analizując podane zestawienie dziwić się należy w jaki sposób autor mógł dojść do tak fałszywych wniosków skoro fakta mówią, że ceny kamieniołomów prywatnych są prawie równe cenom kamieniołomu państwowego, tego „regulatora i sprawdzianu cen”, ustalonych po dokładnych studjach i niewątpliwie na podstawie najskrupulatniejszej kalkulacji.

Jeżeli kamieniołomy prywatne przy podanych cenach zaliczały 50 a nawet 100% zysków to każdy może spytać gdzie są te olbrzymie dochody, jakie powinien przynieść kamieniołom państwowy. skoro wiemy, że pracuje on deficytowo i wymaga ustawicznych dopłat bądź ze Skarbu Państwa, bądź z Funduszy Bezrobocia i Pracy.

Nie zapominajmy przytem, że pomimo iż choć autor zapewnia nas, że kamieniołomy państwowe ponoszą te same świadczenia co kamieniołomy prywatne z wyjątkiem podatków, które autor ocenia na około 4%, to jednak każdy, choć trochę obznajmiony z warunkami w jakich pracuje przemysł w rękach państwa wie, że korzysta on z szeregu przywilejów niedostępnych przedsiębiorstwom prywatnym co nie może pozostać bez wpływu na racjonalną kalkulację. Wymienię tu tylko kilka z tych przywilejów, jak niezaliczanie kosztów oprocentowania włożonego kapitału, niezaliczanie olbory, nieopłacanie podatku

dochodowego przez właścicieli przedsiębiorstw, brak kosztów akwizycyjnych, kaucyjnych i wadjalnych, w końcu poparcie władz przy zapewnieniu zgóry kontyngentu dostaw i specjalne traktowanie przy odbiorze materiałów.

Do tego w omawianym przypadku dochodzą specyficzne warunki w jakich pracuje kamieniołom w Janowej Dolinie, jak niższa robocizna na kresach niż w uprzemysłowionem Zagłębiu Krakowskiem, oraz znacznie niższe koszty eksploatacji bazaltu słupowego.

Opierając się na argumentach p. Inż. Francosa należałoby wszystkie epitety jakimi darzy kamieniołomy prywatne rozszerzyć na powyższy kamieniołom państwowy i jego kierowników, gdyby nie to, że argumenty te są z gruntu nieistotne, czego chyba po powyższem przedstawieniu nie trzeba udowadniać.

Autor niezasłużenie przypisuje zasługę obniżenia cen kamieniołomom w Janowej Dolinie i kamieniołomom Chrzanowskim, gdyż obniżkę cen spowodował kryzys ze wszystkimi swemi następstwami, jak obniżenie kosztów robocizny, materiałów pomocniczych a w końcu bezwzględna walka konkurencyjna prowadzona między rzekomo skartelizowanymi kamieniołomami. Walka ta prowadzona w szale licytacji cen poniżej kosztów własnych wywołała w efekcie zanik szeregu przedsiębiorstw drobnych nie posiadających rezerw kapitałowych oraz straty bilansowe idące w setki tysięcy złotych w przedsiębiorstwach większych.

W tym stanie rzeczy kamieniołomy prywatne stanęły wobec zagadnienia bytu i w roku zeszłym zawarły luźne porozumienie w sprawie cen i kontyngentów tylko dla dostaw kolejowych z czem się zupełnie nie tały, występując z jedną wspólną ofertą, aby przez proporcjonalny do siły produkcyjnej zakładów rozdział istniejącego zapotrzebowania umożliwić utrzymanie wszystkich przy życiu. Zarzut jaki stawia p. Inż. Francos temu porozumieniu, że podwyższyło zaraz ceny jest znowu niesłuszny, gdyż ceny utrzymano na poziomie cen z r. 1932 a podwyżka dotyczyła cen jednego kamieniołomu, który w roku poprzedzającym pod groźbą bankructwa sprzedał partję tłuczni po cenie niższej od kosztów, na czem poniósł efektywną stratę.

Stawianie zatem w tych warunkach kamieniołomom pry-

watnym i niektórym samorządowym zarzutu „kartelizacji” wygląda na frazes obliczony na nieuświadomienie ogółu w poruszanych zagadnieniach.

Przechodząc teraz, po oświetleniu argumentów, które zdaniem autora zmusiły Rząd do zakładania własnych kamieniołomów do odpowiedzi na zasadnicze zagadnienie tego artykułu, należałoby w nim przedewszystkiem zmienić słowo „zakładać” na „utrzymać”, i wtedy dopiero można na nie odpowiedzieć.

Kamieniołomy państwowe, jak słusznie zauważył autor istniały już oddawna przed wojną na terenie b. Galicji, a prawie każdy powiat eksploatuje kamieniołomy własne lub dzierzawione na potrzeby miejscowe do konserwacji drugorzędnych dróg i nikt przeciw temu nie występował i nie występje.

Obecnie jednak zapotrzebowanie doborowych materiałów skurczyło się do takich rozmiarów, że pokrywają je z nadwyżką kamieniołomy państwowe i komunalne. Występowanie ich jako konkurentów na rynek i zdobywanie zamówień drogą nakazów i poleceń przy nieograniczonej możliwości kredytowania, doprowadza kamieniołomy prywatne do ruiny, przed którą zupełnie słusznie się bronią.

Argumentem dla założenia kamieniołomów w Janowej Dolinie i Zagnańsku była według opinii miarodajnych czynników nie potrzeba regulacji wygórowanych cen, lecz „umożliwienie pokrycia choć w części zapotrzebowania na ważniejsze drogi i linje kolejowe”, oraz „wzorowe urządzenie wytwórni tak pod względem jakości maszyn jak też i racjonalności ich zestawienia i zastosowania, by mogły nie tylko najekonomiczniej pracować, ale też i być przykładem dla prywatnych przedsiębiorstw i zachętą do naśladownictwa, ponieważ z powodu kosztowności takich postępowych urządzeń prywatne przedsiębiorstwa nie będą spieszyły z przebudową istniejących urządzeń i nowe postępowe wytwórnie tłuczni nie będą powstawać w ilości potrzebnej i tempie odpowiedniem”. (z art. inż. K. Kruga p. t. Nowoczesne wytwórnie kamienia drogowego w Niemczech i Szwajcarii, odbliska z Wiadomości Stow. Członków Pol. Kongr. Drogowych Nr. 31—32).

Rola państwa jako producenta materiałów kamiennych powinna być ograniczyć się do pokrywania tylko części własnego zapotrzebowania, jak to było projektowane, w granicach

naturalnego zasięgu swoich kamieniołomów, a nie powinna była prowadzić do ustawicznego, pomimo kryzysu, zwiększania i rozbudowywania produkcji, czego jaskrawym przykładem są fakty, że kamieniołomy państwowe nie mogą pomimo pełnej ilości robotników i pracy na dwie zmiany podołać na termin zamówieniom, a położone w sąsiedztwie kamieniołomy prywatne, produkując ten sam materiał popadają w niewypłacalność z powodu braku zamówień.

Należałoby zatem z kwot preliminowanych obecnie na zakup materiałów kamiennych dla dróg kołowych i żelaznych, wydzielić znaczną część na zamówienia dla kamieniołomów prywatnych dla utrzymania ich w ruchu, oraz przy przetargach traktować je przy równych cenach na równi z przedsiębiorstwami państwowymi.

Nadejdzie bowiem chwila, której wszyscy oczekujemy, gdy zapotrzebowanie na materiały wyborowe będzie tak wielkie, że racjonalnie urządzony przemysł prywatny będzie wprost koniecznością państwową i dlatego musi się go teraz utrzymać przy życiu w imię hasła „Salus Rei Publicae suprema lex”, które p. inż Francos w swoim artykule wprost przeciwnie interpretuje.

PRZEGLĄD CZASOPISM TECHNICZNYCH

(styczeń 1934 r.).

I. Zagadnienia finansowe, ekonomiczne i organizacyjne gospodarki drogowej.

1. Engineering News Record Nr. 3, 18 stycznia 1934 roku. Artykuł redakcyjny. *Nowe warunki umów na budowę dróg.* (5 str. + 2 fot.).

Od 1932 roku umowy na budowę dróg w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej zawierają szereg nowych warunków; przedewszystkiem tydzień roboczy musi zawierać 30 godzin pracy, następnie przymysowo określono minimum zarobku dziennego; określone zgóry prace mogą być wykonane li tylko ręcznym sposobem, pracowników można czerpać li tylko z lokalnej listy bezrobotnych.

Sumując wszystkie kwoty wydatkowane na budowę dróg w latach 1932 i 1933, łącznie z kredytami, wypłaceniami przez władze federalne, otrzymujemy półtora biljona dolarów.

Artykuł opisuje rezultaty do których budownictwo drogowe (na nowych

warunkach prowadzone) doprowadziło w 20 głównych stanach, gdzie prowadzono szczegółowe badania.

Autor artykułu szczegółowo zastanawia się nad instrukcjami opracowanymi w każdym z tych stanów.

Artykuł podaje podział prac między administracją, robotnikami kwalifikowanymi i niekwalifikowanymi — przy zastosowaniu normy trzydziestogodzinnej, oraz jakie to roboty w poszczególnych stanach muszą być wykonywane ręcznie.

30 godzin pracy tygodniowej, licząc po 50 centów za godzinę dawały 15 dolarów tygodniowo, — a przeciętnie zawsze robotnik był zatrudniony przez pełne 30 godzin.

Z 15-tu dolarów siedm przypada na wydatki mieszkaniowe, trzy na ubranie, a zaledwo 5 dolarów pozostawało na utrzymanie rodziny; wobec tak niskiej sumy w następstwie pozwolono na podniesienie minimalnej granicy do 60 centów/g. Przy obecnym podniesieniu się cen w Stanach wypadnie dojść do 70 centów/g.

Przedsiębiorcy skarżą się, że norma 30-godzinna zmusza do używania dwukrotnie większej ilości robotników, w stosunku do ilości przy normalnym 48 — 46 godzinnym tygodniu pracy; niedogodnym to jest przy robotach, dokonywanych w większych odległościach od osiedli.

Skarżą się również i na to, że zasada wykorzystywania lokalnych sił zmusza do ciągłych zmian zespołów pracujących, — a coraz to nowi pracownicy niszczą maszyny.

(K)

2. *Engineering News Record* Nr. 3. 18 stycz. 1934. *Warunki budownictwa drogowego*. Artykuł redakcyjny (6 str. + 7 fot.).

W podstawowych celach drogowego budownictwa zaszła zasadnicza zmiana w 1930 roku; uprzednio głównym celem było ułatwienie transportu — obecnie na pierwszy plan wysunęło się zagadnienie bezrobocia.

Ta zmiana zasadniczego punktu widzenia prawie wcale nie odbiła się na postępie rozbudowy dróg.

Radykalnej zmianie natomiast uległy warunki zawieranych z przedsiębiorcami umów.

W 1930 roku rząd federalny zwrócił się już ze specjalną odezwą do stanów, specjalnie polecając drogowe budownictwo ich uwadze. W rezultacie tego zostało użyte na budowę dróg około miljarda dolarów w 1930 roku, podczas gdy w 1929 roku wydatkowano na ten cel 800 milionów dol. Z sumy, wyasygnowanej w 1930 roku same gminy i miasta pokryły 296 milionów dolarów.

W 1931 roku zaznaczyły się jeszcze większe trudności finansowe, wobec czego Kongres przekazał stanom na drogowe budownictwa 200 miljon., dol., a w 1932 roku — 229 milj.

Dążono do zatrudnienia jaknajwiększej ilości ludzi, wobec czego wprowadzono 30-godzinny tydzień roboczy.

Obecnie umowy te podlegają normom, wprowadzonym przez National Industry Recovery Act z 16 czerwca 1934 roku. W związku z przyznaniem stanom kredytu w wysokości 400 milj. dol. na budownictwo drogowe lat 1933

i 1934 wprowadzono jeszcze nowe normy do umów, a przytem ogromnie zwiększono federalną kontrolę.

Zmiany w typowych umowach są tak dalekoidące, że można je wprost uważać za rewolucyjne, a to w szczególności co do wyboru nawierzchni, warunków umowy, wyboru robotników, godzin pracy, metod pracy i wreszcie ogólnej polityki.

Kierownictwo całej tej polityki spoczywa w rękach Bureau of Public Roads oraz Unemployment Relief.

W szczególności narzucone są sposoby wyboru robotników (a to z pośród lokalnych sił), ilość godzin, sposób pracy.

Sumy, asygnowane przez rząd federalny zostały rozdzielone między 6.000 projektów budowlanych. W ten sposób duża część wydatków, ponoszonych w latach „prosperity” przez poszczególne stany została przeniesiona na Federalne władze.

Były nieraz trudności z zastosowaniem 30-godzinnego dnia pracy: zastąpiono je przez 130 godzinny miesiąc, a w wyjątkowych razach zgodzono się na 40-godzinny tydzień.

Wyplata za godzinę pracy przy budowie dróg przedstawia się następująco:

	stany południowe centralne północne		
kwalifikowany pracownik	1.00 dolar	1.10	1.20
pośrednio wykształcony	0.65	0.70	0.75
niekwalifikowany	0.45	0.45	0.50
			(K)

3. Engineering News Record Nr. 3 — 18 stycz. 1934 roku — Redakcyjny artykuł, *Przyszłość budownictwa drogowego w Stanach Zjednoczonych* (5 str. + 6 fot.).

Poza ogromną dokonaną już pracą przy budowie dróg pozostaje jeszcze bardzo wiele do zrobienia. Z pośród 358.000 mil. ogólnej ilości dróg państwowych pozostaje jeszcze 92 tysięcy zupełnie bez nawierzchni, a 156 tys. mil posiada zaledwie tylko pobieżnie ulepszoną nawierzchnię; tylko 110 tys. mil posiada zupełnie dobrą nawierzchnię.

Z pośród najważniejszych 206.000 mil dróg federalnych jeszcze 30 tys. mil zupełnie nie posiada nawierzchni, 83 tys. posiada lekką nawierzchnię i tylko 93 tys. mil już są zupełnie wykończone,

Długość lokalnych dróg wynosi 2.700 tys. mil. z tej liczby tylko 600 tys. posiada dosyć dobre nawierzchnie i 550 tys. nawierzchnie lekkie.

Przy prowadzeniu dalszego budownictwa drogowego konieczną rzeczą byłoby posiadanie ściśle opracowanego planu który byłby wykonywany pod kontrolą federalną.

(K)

II. Doświadczalnictwo drogowe.

1. Beton und Eisen, Nr. 1 — 5 stycz, 1934 r. Prof. O. Graf. *Badania nad przyczepnością kół do drogi i zużywalnością drogi.* (2 str. + 3 fot),

Autor opisuje przyrząd, używany w laboratorjach, gdzie koło w rozmaity sposób obciążane i posiadające najrozmaitsze opony biega w kółko po rozmaitych rodzajach nawierzchni.

Badania takie nad betonową nawierzchnią robione są od 1926 roku, a w terenie — na próbnych odcinkach dróg — od 1929 r,

Badania te prowadzą do wniosku iż współczynnik tarcia posuwistego koła i nawierzchni przeciętnie wynosi:

	suchy	mokry	brudno błotnisty
beton	0.63	0.41	0.33
bazaltowa drobna kostka	0.56	0.33	0,22 (K)

IX. Drogi betonowe.

1. Beton und Eisen, Nr. 1—5 stycz. 1934 r. Inż. A. H l o u s e k. *Drogi betonowe w Czechosłowacji*, (5 str, + 3 fot. + 10 rys, + 1 tabl.).

Pierwszy odcinek nawierzchni betonowej drogowej 100 m. długości został wykonany w Czechosłowacji w 1905 roku.

Do roku 1914 ilość dróg betonowych wzrosła zaledwo do 9,6 kilometra,

Jedyną przyczyną powolnego wzrostu ilości betonowej nawierzchni był bardzo wysoki koszt wykonania tych dróg,

Prawie wszystkie z tych dawnych odcinków dróg do dziś zachowały się w zupełnie dobrym stanie.

Ostatnio w latach 1926 — 1928 robiono bardzo dużo prób i badań nad betonowymi nawierzchniami,

Wybudowano w 1926 roku	1.7844 km. dróg betonowych
1928	14.043
1929	26,44
1930	31.9518
1931	112.306
1932	0.00
1933	37,712

W 1933 roku wybudowano stosunkowo niewiele betonowych dróg, a to z tego względu, że były wielkie zapasy kamiennej kostki, którą chciano zużytkować.

Oprócz wyżej podanych ilości betonowych nawierzchni drogowych w wielu wypadkach układano jeszcze cienką warstwę betonu na starym makadamie.

W Czechosłowacji obecnie jest 333,5802 km. betonowej nawierzchni.

Budując betonowe nawierzchnie, Czechosłowacja opierała się na wzorach i na obliczeniach Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej.

Drogi te w Czechosłowacji mają 6 metrów szerokości, przyczem środkowe 2 metry drogi są zupełnie płaskie, a ku bokom droga posiada spadki od 2% do 2,5%.

Na zakrętach spadek jednostronny wynosi 4%, lepiej byłoby przy obecnych szybkościach zwiększyć ten spadek do 5%.

Największe spadki podłużne wynoszą 4%.

Początkowo betonowe nawierzchnie budowano jako jedną warstwę grubości 18 — 19 centym. Po bokach drogi robiono warstwę grubszą zwiększając na ostatnich 60 centymetrach grubość o 5 — 7,5 cm. (w formie trójkąta),

Obecnie betonowe nawierzchnie wykonuje się w formie dwóch warstw, a to dolnej 10-centymetrowej i górnej pięciocentymetrowej, ewentualnie robi się czasem i jedną tylko warstwę grubości 12 cm, i zarzucono system zgrubiania warstw ku bokom drogi.

Tłuczeń dla dolnej warstwy używa się grubości do 40 mm., a dla górnej — do 25 — 30 mm,

Prócz tego używa się jeszcze piasek i tłuczeń grubości 3 mm., a następnie 5—8, 8—15, 15—25 mm; stosuje się zwyczajny portland-cement.

Minimalna ilość cementu 350 kg. do górnej warstwy i 250 kg. do dolnej na 1 m³.

W razach gdy rozchodzi się o prędkie oddanie drogi do użytku publicznego stosuje się wyższe gatunki cementu, którego bierze się wówczas po 400 kg/m³.

Mieszanie wykonuje się w sposób mechaniczny wobec wielkiego znaczenia dobrze wykonanego mieszania.

Najczęściej drogę układa się na jednej połowie. Dzięki temu można utrzymać ruch na jezdni bez całkowitego przerwania, a dla wykonania betonu nie ma to żadnych skutków ujemnych wobec powszechnego stosowania podłużnej fugi,

Ubijanie stosuje się zazwyczaj zapomocą młotów pneumatycznych, w rzadkich tylko razach używano specjalnych wykańczarek.

Wyrównanie nawierzchni wykonywa się zapomocą mechanicznych walców, a rzadziej — ręcznie.

Przez pierwsze 24 godziny po ułożeniu, beton zostaje przykryty wilgotnymi płachtami, a potem zasypuje się go na czas 7 — 14 dni piaskiem, który się stale zwilża.

Tworzenie podłużnej fugi obowiązuje od 1932 roku.

Poprzeczne fugi robi się co 8 — 14 metrów, jedna po drugiej zawsze w nierównych odstępach, aby jednolite wstrząsy nie były zbyt niebezpieczne przy szybkim ruchu; fugi zalewa się asfaltem.

Koszt wykonania betonowej nawierzchni w postaci czy to dwóch warstw 15 centym, czy jednej 12 ctm. stanowił od 59 do 69 kor, cz. za metr kwadr, — a w 1933, 42—49 kor. czes.

Wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach winna wynosić: dolnej warstwy 250 — 300 kg/cm², a górnej: 350 — 550 kg/cm².

Upřednio wymagało się gwarancji od przedsiębiorcy na termin 3 lat, a obecnie na 5 lat. (K).

2. *Beton und Eisen* Nr. 1 — 5 stycznia 1934 r. Inż. A. Brzesky. *Betonowe drogi w Austrii*. (4 str. + 4 fot. + 1 tabl.).

Pierwsze drogi betonowe w Austrii wybudowano jeszcze przed 30 laty kiedy jeszcze bardzo mało wiedziano o właściwościach cementu i nie przeprowadzano jeszcze prawie żadnych badań betonu.

Jednakże stan niektórych dróg ułożonych jeszcze w 1907 roku jest dobry.

Po dłuższej przerwie w 1929 roku ułożono próbne odcinki betonowych dróg w ilości 19.490 m²,

Przy obecnych wymaganiach stawianych drogowym nawierzchniom, ze względu na wytrzymałość oraz przy obecnej szybkości pojazdów, beton staje się bardzo dobrym rodzajem nawierzchni.

Obliczenia dokonane w 1928 — 1929 latach wykazały, że znaczne ulepszenie drogowej nawierzchni zmniejszyłoby koszty transportu drogowego o 10%. W samej Austrii oszczędność ta stanowiła by 56 milionów szylingów rocznie jedynie dla samochodowego ruchu.

W 1933 roku wydudowano 20 kilometrów nowej betonowej nawierzchni.

Na 1934 rok projektuje się 30 dalszych kilometrów. (K).

3. Beton und Eisen Nr. 2 — 30 stycznia 1934 roku. *Betonowe drogi w Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej*. — (3 str. + 1 fot. + 2 wykresy).

W Stanach Zjednoczonych już jest bardzo dużo dróg betonowych.

Mieszanie betonową przygotowują bądź 1) na fabryce, 2) w drodze ze składów do miejsca budowanej drogi, 3) bądź na miejscu budowy.

Ostatnio wybudowano wielką drogę Boston-Worcester.

Mieszadła znajdowały się na miejscu budowy: były to maszyny o pojemności po 2,68 m³, dziennie budowano po 610 metrów drogi, czyli zużywało po 382 m³ betonu.

Jezdnię układano dwuwarstwową: dolną grubości 17,8 cm (a po brzegach — 22,9 cm) i górną grubości 5,1 cm.

Rekordowa ilość drogi wybudowanej w ciągu jednego dnia w Stanach Zjedn. stanowi 1686 metrów przy 11,25 godzinach pracy dziennej, zużywając po 1177 m³ betonu,

Dolną i górną warstwę układano bezpośrednio jedną po drugiej, używając w tym celu dwóch maszyn, idących jedna za drugą; między temi dwiema warstwami układano żelazną siatkę.

W stanie Ohio robiono ostatnio próby wzmocnienia nawierzchni betonowej, stosując w tym celu wstrzykiwanie w pory czystego cementu.

W tymże stanie Ohio istnieje dotąd w bardzo dobrym stanie przedwojną wybudowaną (1914 — 1915 r.) droga betonowa. Droga ta ma po środku grubość 20,3 cm, a po brzegach 15,2 cm. Szwy poprzeczne były tam robione co 9 metrów.

W betonowych nawierzchniach obserwujemy mniejszą ilość pęknięć tam, gdzie używano tłuczni do mieszanki, i więcej tam, gdzie stosowano piasek. (K).

4. Beton und Eisen Nr. 2 — 20 stycznia 1934 roku. Dr. Inż. Bela E ny di. *Betonowe drogi na Węgrzech* (5 str. + 1 tabl. + 10 rys. + 9 fot.).

Ogólna ilość dróg na Węgrzech wynosi 55.000 km; jednakże z tego posiada twardą nawierzchnię zaledwo tylko 21.700 km.

Państwowe drogi w ilości 4.250 km są w dobrym stanie, z 14.400 prowincjonalnych dróg dobrą nawierzchnię posiadają 12.100 km.

Wiejskie i komunalne drogi są naogół w bardzo złym stanie.

Obciążenie dzienne państwowych dróg wynosi:

do	400 tonn	27%
od 400 —	800 „	41%
„ 800 —	1200 „	18%
„ 1200 —	1600 „	8%
„ 1600 —	2000 „	3%
„ 2000 i więcej		3%
		100%

Co do rodzajów pojazdów, ruch ten jest następujący:

samochody osobowe i motocykle	11%
„ ciężarowe	16%
konne pojazdy	73%

W 1925 roku został pod Budapesztem wybudowany próbny odcinek betonowej drogi.

Na budowę tego odcinka używano wysokich gatunków cementu w następujących ilościach:

na dolną warstwę, po 230 kg na 1 m ³ mieszanki	
„ górną „ „ 350 „ „ „ „	

Wybudowano trzy odcinki próbne, różniące się od siebie jedynie tylko grubością dolnej warstwy.

Szerokość jezdni wynosi 5,5 m.

Poczynając od r. 1927 budowano stopniowo większe ilości dróg betonowych; w roku 1927 wybudowano pierwsze trzy kilometry i w miastach ostatnio ułożono 8 kilom. ulic.

Obecnie na Węgrzech jest ogółem 200 km betonowych dróg.

(K).

X. Drogi asfaltowe i smołowe.

1. Bitumen Nr. 1 — styczeń 1934. Inż. H. Rosenbaum. *Nieśliski asfalt*, (2 str., 2 rys.).

Autor uważa za najbardziej celowy sposób otrzymania nieśliskiej nawierzchni asfaltowej pokrywanie nawierzchni specjalną bitumiczną emulsją „Dispersion”.

Najlepiej jest ułożyć jedną warstwę tej emulsji zmieszanej z grysikiem kamiennym twardych gatunków, wymiarów 1 — 3 do 2 — 4 m/m po uprzednim bardzo starannym wymyciu nawierzchni asfaltowej; w parę godzin później należy położyć drugą warstwę tejże emulsji, ale już z tłuczniem grubszym — od 3 — 5 do 5 — 8 m/m.

(K)

XI. Mosty.

1. Le Constructeur de Ciment Arme 172 — styczeń 1934 roku: Inż. A. Merciot. *Most w Caille* (2 str., + 2 fot.).

Na drodze pomiędzy Anneey i Genewą został w 1870 roku wybudowany żelazny wiszący most rozpiętości 192 metrów.

Obecnie zaszła konieczność wybudowania w tymże miejscu nowego mostu, który równocześnie mógł by służyć i jako most kolejowy.

Został więc w tym celu wybudowany most żelazo-betonowy łukowy. Łuk ten ma rozpiętość 137,50 m przy wysokości 26,50 m.

Jezdnię podtrzymuje z każdej strony po 5 betonowych słupów, opierających się na łuku. Słupy szerokości po 6 m i grubości po 1,40 m są wewnątrz puste.

Szerokość łuku wynosi 6,36 do 7,40 m.

Jezdnię zrobiono sześciometrowej szerokości, z chodnikami po 1,40 m szerokości.

Wobec tego, że dolina w tym miejscu jest bardzo głęboka nie dało się zastosować drewnianych rusztowań, opartych na dnie doliny, więc wykonano prowizoryczny drewniany łukowy most, który zamienił rusztowanie.

Cały most kosztował 5 milionów franków. (K).

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

1. *Verkehrstechnik Strassenbau und Strassenunterhaltung*. Nr 2 — 20 stycznia 1934 r. L. S e y w a l d. *Autostrady* (1 str. + 1 rys.).

Autor zajmuje się specjalnie projektami, jakie były wysuwane, by na autostradach uniknąć oślepiania kierowcy reflektorami nadjeżdżających samochodów.

Pozatem autor zaleca budowanie pośrodku jezdni ziemnego wału, zarośniętego trawą i zwraca uwagę na to, że tego rodzaju urządzenie byłoby mniej przykre niż ściana murowana, oddzielająca od siebie dwie jezdnie. a pozatem i zarzucenie samochodu na ukośne zbocze wału, było by znacznie mniej niebezpieczne aniżeli uderzenie o murowaną ścianę.

XVIII. Różne.

1. *Verkehrstechnik* Nr 2 — 20 stycznia 1934 roku. A. W i n t e r. *Ruch i środki komunikacyjne w wielkich miastach*. (2 str.).

Winter podaje streszczenie londyńskiego sprawozdania o środkach komunikacji w wielkich miastach, dodając czasem zestawienia ze statystykami amerykańskimi. Opracowano dane dotychczas tylko do końca 1931 roku.

Omnibusów w Anglii egzystowało w 1931 roku 46.930, które dziennie przewoziły 5,265 milionów pasażerów; 90% z tej ilości przypada na linie krótkobieżne. W samym Londynie przewożono dziennie po 2 miliony pasażerów.

Maksymalny ruch autobusowy w mieście zauważa się od Bondstre do Oxford Circus, przyczem w godzinie największego ruchu przejeżdża 316 omnibusów, rozporządzających 17.350 miejscami siedzącymi; ilość przewożonych pasażerów mogła by być znacznie zwiększona, gdyby uruchomić omnibusy 60-miejscowe; możnaby wówczas w godzinę przewozić 20.000 pasażerów. W zestawieniu z tramwajem autobus zajmuje więcej miejsca, ale dużo mniej tamuje ruch, szczególnie w wąskich ulicach.

Szybkość na tym odcinku wynosi przeciętnie po 6,56 mil na godzinę (10,56 kilom.), ale trzeba pamiętać, że jezdnia ulicy jest stosunkowo wąska — zaledwie 48 stóp (14,65 metra) szerokości.

Głównymi zaletami ruchu autobusowego są: elastyczność w postaci łatwego dostosowania się do nagle zwiększającego się ruchu, nie zatrzymywanie jednego wozu przez poprzednio przejeżdżający, zbędność kapitału na układanie szyn i przewodników.

Głównymi ujemnymi stronami są: znaczna kosztowność i kłopot z zaopatrywaniem się w materiały pędne.

Torów tramwajowych w Stanach Zjednoczonych A. P. jest 22,518 mil (36,239 kilometrów), tramwaje przewożą dziennie po 8,200 milionów pasażerów.

Anglja włożyła w tramwaje 108 milionów funtów kapitału, posiadając 3,815 mil (6,140 kilometrów) toru i przewożąc po 4,550 milionów pasażerów dziennie, z czego na sam Londyn przypada ponad jeden milion.

Maksymalny ruch tramwajowy zaznacza się na Charing Cross, gdzie w jednym kierunku przejeżdża w ciągu godziny największego ruchu po 171 pociągów tramwajowych. Pociągi te rozporządzają 14,050 miejscami, licząc w tem i miejsca stojące. W godzinę przewożą one po 20,000 pasażerów.

Maksymalna szybkość tramwajów na przedmieściach wynosi 16 kilometrów na godzinę.

Powiększenie szybkości z 15 na 16 kilometrów na godzinę spowodowało zwiększenie użycia prądu o 35%.

Zalety tramwajów: tania eksploatacja, spokojny ruch, możliwość stosowania wagonów przyczepnych, dostęp z obu końców wozu, mniejsza zależność od mgły, śniegu, ślizgawicy, łatwiejsze przyspieszanie ruchu.

Główne cechy ujemne: konieczność układania specjalnego toru, zatrzymanie całego ruchu wskutek jakiegobądź uszkodzenia jednego z wozów, czy wprost zatrzymanie go, ujemny wpływ na wygląd miasta.

Trolejbusy nadają się na ruch nie w śródmieściu.

12-tonowy trolejbus zużywa tyle prądu, co 20-tonowy tramwaj.

Używanie motorów benzynowych zamiast elektrycznych podnosiłoby koszt eksploatacji o 2,3%.

Zalety trolejbusu w zestawieniu z tramwajami: spokojniejszy bieg (mniejsza konieczność nagłego hamowania), większa ruchliwość, większa szybkość na wąskich ulicach, branie pasażerów wprost z chodników, małe koszty utrzymania. W zestawieniu z autobusami: brak dymu i spokojniejszy ruch, brak wstrząsów, zalety elektrycznego silnika, mniejsze koszty utrzymania.

Ujemne cechy w zestawieniu z tramwajami: mniejsza ilość pasażerów, większe wstrząsy niż przy ruchu po szynach, prędsze zepsucie od złego bruku, koszt opon i podwójnego przewodnika. A w zestawieniu z autobusem: związanie z przewodnikiem, większy koszt, zeszcpecenie ulic, niemożność wyprzedzania. Ewentualne przerwy prądu zatrzymują cały ruch.

Elektryczne szybkobieżne pociągi mogą w godzinę przewieźć do 50 tysięcy pasażerów w jednym kierunku.

W tych razach gdy ruch jest ponad 10,000 osób na godzinę bardziej wskazanem jest układanie torów pod ziemią, chociaż i związane to jest z ogromnymi inwestycjami.

Ostatnie inwestycje w New-Yorku na koleje podziemne wyniosły 39 milionów funtów szter., w Chicago — 20 milionów, w Paryżu buduje się

dwie nowe linje, a dwie dawne przedłuza. Moskwa buduje 5 linii długości 77,28 kilometrów, Rzym 24,15 kilom., Londyn na nowe linje wydaje 12 milionów funtów szterl.

Przy budowie podziemnych elektrycznych linii w dwóch równoległych tunelach koszt inwestycji na milę wynosił 750 tys. funt.

Na to by pokryć odsetki amortyzacji oraz kosztu eksploatacji koniecznem jest, aby ruch sięgał ilości 20 milionów pasażerów rocznie, w razie budowy kolejki na powierzchni — wystarcza 14 milionów.

Zalety kolejki elektrycznej szybkobieżnej: duża ilość przewożonych pasażerów, znaczna szybkość przewozu, odciążenie ulic, a poza tem ruch ten jest zupełnie niezależniony od wpływów mgły czy też temperatury, czy jakichś wypadków na powierzchni. Równocześnie i kosztu eksploatacji kalkulują się niżej.

Ujemne strony tego rodzaju trakcji: wielki kapitał, niemożność zmiany, a przynajmniej bardzo drogi koszt ewentualnej zmiany kierunku trasy, — duża odległość punktu wsiadania do wagonu od ulicy, — znaczny szum, trudności wentylowania.

Koszta w szylingach na wagonomile i miejscomile:

Koszta eksploatacji

	autobus		tramwaj		elektr. pośpiesz.	
	w.	m.	w.	m.	w.	m.
1. Robocizna	8,605	0,155	8,267	0,103	4 644	0,046
2. Materiały	0,925	0,077	w rozmaitych		0,694	0,007
3. Energia (prąd benz.)	1,648	0,030	1,312	0,017	1,839	0,018
4. Rozmaite	2,154	0,039	1,803	0,022	0,872	0,009
5. Łącznie eksploatac.	13,332	0,241	11,412	0,142	8,049	0,080
6. Nieprzewidziane i odnowienie	0,789	0,014	2,000	0,025	1,104	0,011
7. 5% kapitału	0,649	0,012	2,657	0,033	7,669	0,077
8. Ogółem	14,770	0,267	16,069	0,200	16,822	0,168

Praktyka dotychczasowa wykazała, że w wielkich miastach nowoczesnych koniecznem staje się zastosowanie wszystkich trzech środków komunikacji. (K).

2. Verkehrstechnik — Nr 2 — 20 stycznia 1934 roku.

Produkcja samochodów na świecie:

	1932	1929
St. Zjed. Am. Pół.	1,371,000	5,358,000
Anglja	232,000	234,000
Francja	175,000	248,000
Kanada	61,000	263,000
Niemcy	51,000	128,000
Włochy	30,000	54,000
Rosja	2,700	2,000
Czechosłowacja	14,000	15,000
Austrja	3,000	15,000
pozostałe	7,000	14,000
ogółem	1,971,000	6,331,000

Produkcja w 1933 roku znacznie wzrosła, i tak nprz., w Stanach Zjednoczonych przez trzy kwartały wyprodukowano 1 800 tysięcy, podczas gdy w trzech kwartałach odnośnych poprzedniego 1932 roku — 1,200 tys.

W Niemczech przez pierwsze 11 miesięcy 1933 roku: 97.000 podczas gdy w 1932 r. 47.000. (K)

SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 marca 1934 r. Stowarzyszenie liczyło 523 członków; zwyczajnych 518 i wspierających 5; w tem osób fizycznych 394 i osób zbiorowych 129.

Pozostałość gotówki na dzień 1.II. 1934 r. 26524 zł. 78 gr.

Wpłynęło w lutym 1934 r. 1903 „ 30 „

Razem . . 28428 zł. 08 gr.

Wydano w lutym 1934 r.: 2120 zł. 53 gr.

Pozostaje na dzień 1 marca 1934 r. 26307 zł. 55 gr.

(w P. K. O. — 10622 zł. 57 gr., Polskim Banku Komunalnym — 13198 zł. — gr. i u skarbnika gotówką — 986 zł. 98 gr. i weksłami 1500 zł.).

PRZYSTĄPILI DO STOWARZYSZENIA W LUTYM 1934 ROKU.

B. Członkowie zwyczajni

b) osoby fizyczne

67. Kosiak Władysław — Katowice, ul. Ligonia 18.

56. Kościuk Wacław — Kniahinin, st. kolejowa.

57. Zabłocki Stefan, technik — Lida, Powiat. Zarząd

Drogowy.

Prezes (—) *M. Nestorowicz*

Sekretarz (—) *L. Borowski*

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

Na dzień 1 lutego 1934 r. fundusz stypendjalny wynosił:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. 4200 dolarów
- b) gotówką. 1350 zł. 83 gr.

W lutym 1934 r. nic nie wpłynęło i nic nie wydano, wobec czego pozostałość na 1 marca 1934 r. pozostaje taka sama.

Kuratorjum Fundacji.

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

Redaktor: inż. Leon Borowski.

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

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