
WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH

INŻ. LUDWIK HUBL.

MOST PRZEZ TARCZYNKĘ W TARCZYNIE.

W zeszytach Nr. 10, 11 i 12 miesięcznika „Cement” z 1932 r. poruszył p. inż. Zbigniew Wasiutyński bardzo ciekawe technicznie, a z punktu widzenia praktycznego, dziś szczególnie aktualne zagadnienie oszczędności przy budowie żelazobetonowych mostów drogowych małych i średnich rozpiętości.

Jedną z głównych myśli podanych w tych artykułach było wprowadzenie przy wyżej wspomnianych mostach belkowych zamiast osobnych przyczółków, szeregu żelazobetonowych pali ustawionych w linii przyczółka i związanych ze sobą nad korytem rzeki żelazobetonową ścianką, przyczem ścianka ta łączona jest w jeden monolit z ustrojem niosącym. Powstaje w ten sposób ustrój ramowy, którego oba boki tworzą wspomniane ścianki. opierające się na palach żelazobetonowych zamykające most od strony nasypów, zaś górę tworzy zwyczajny belkowy ustrój niosący.

Ten rodzaj konstrukcji pozwala jak już wspomnieliśmy na zupełne wyeliminowanie przyczółków jako osobnej części konstrukcyjnej, względnie na zastąpienie ich wyżej wspomnianymi ściankami poprzecznymi, opartymi na palach żelazobetonowych

Ponieważ normalne przyczółki, obliczane na parcie ziemi, musiały mieć z reguły dość duże wymiary w kierunku swej grubości pozatem zakładane były co najmniej na głębokości 1.5 — 1.8 m poniżej terenu czy też koryta rzeki, jest rzeczą jasną, że wążka żelazobetonowa ścianka poprzeczna o grubości około 0.6 m, spoczywająca na kilku żelazobetonowych palach, musi być bez porównania od przyczółków tańszą, a nawet w wielu wypadkach stanowić tylko nieznaczny procent ich kosztów.

Pozatem sposób rozwiązania przez fundamentowanie przy

pomocy pali żelazobetonowych daje możliwość uzyskania ogromnych korzyści na czasie. Przeważnie bowiem fundamentowanie przyczółków mostowych odbywa się jeżeli nie w wodzie, to na gruncie przesiąkniętym wodą i gdzie — prawie zawsze — jeżeli nie z wodą nawierzchniową to z wodą gruntową mamy do czynienia. To sprawia, że fundamentowanie przyczółków posadowionych na gruncie (t. j. bez pali) odbywać się musi przeważnie przy zastosowaniu ścianek szczelnych, czy też przy użyciu specjalnych skrzyń drewnianych i t. p. oraz z pompowaniem wody, gdyż normalne suche wykopy tylko w bardzo rzadkich wypadkach mogą być zastosowane.

Zastosowanie zaś do fundamentowania systemu konstrukcji ramowej — wspomnianego poprzednio — pozwala uniknąć wszelkich trudności z pompowaniem wody i osuszaniem dołu fundamentowego i daje możliwość wykonania pracy w znacznie krótszym czasie.

Te tak widoczne korzyści skłoniły do wypróbowania propagowanego przez p. inż. Wasiutyńskiego systemu na najbliższym mającym być wykonanym moście żelazobetonowym w województwie warszawskim a wynik — jak to poniżej zobaczymy — potwierdził w całości przewidywania.

Na km 34 traktu Krakowskiego w Tarczynie znajdował się bardzo zły drewniany most który miał być zastąpiony nowym żelazobetonowym o świetle około 11 m, przyczem, z uwagi na znajdujące się z obu stron zabudowania mieszkalne, niweleta istniejącego mostu winna była możliwie jak najmniej być podnoszona. Z tego też powodu nie zastosowano jednego przęsła aczkolwiek technicznie wydawałoby się to najlepszym rozwiązaniem lecz zastosowano dwa przęsła, wbudowując jedną oporę w środku koryta rzeki. Przy jednym bowiem przęsle wysokość konstrukcyjna dla rozpiętości około 11 m byłaby najmniej 1,0 m gdy przy zastosowaniu dwóch przęseł obniża się ona do 0,5 m co daje różnicę w podniesieniu niwelety drogi najmniej o 0,5 m a to dla miejscowych warunków było rzeczą decydującą.

Zastosowano zatem ustrój przedstawiony na rys. 1. Jest to ramownica dwuprzęsłowa, każde przęsło o rozpiętości podporowej 6,0 m.

Opory składają się z pali żelazobetonowych o średnicy 32 cm wbijanych w gilzach blaszanych do wymaganego wpędu

z 28 na 60 cm i skosy pionowe 20 cm tak, że ich wysokość zwiększa się z 50 do 70 cm, uzbrojenie górą $7\phi 25$ mm.

Skrajne belki podłużne posiadają wymiary 28/71 i uzbrojenie pośrodku $5\phi 25$ mm na środkowej oporze poszerzają się do 44 cm zwiększając równocześnie wysokość stosami pionowymi do 91 cm.

Między belkami podłużnymi rozpięta jest płyta żelazobetonowa grubości 20 cm uzbrojona w poprzek mostu. Płyta chodników jest wypuszczona wspornikowo ze skrajnych podłużnic.



Rys. 2. White pale żelazobetonowe pod przyczółek i filar mostu w Tarczynie. Uzbrojenie pali wystaje.

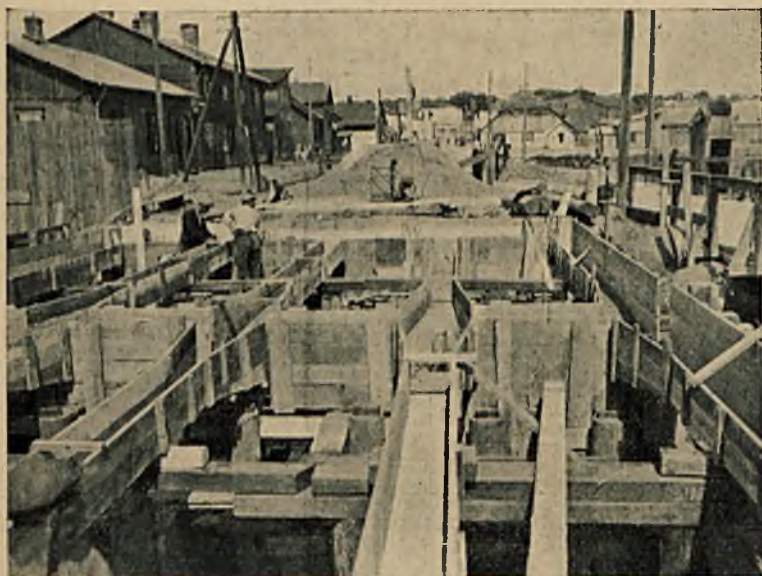
Nawierzchnię jezdni stanowi kamienna kostka o wysokości 10 cm ułożona na warstwie zaprawy betonowej grubości 5 cm pod którą znajduje się izolacja asfaltowa grubości około 1 cm. Do odwodnienia jezdni służą 4 sączki wypuszczone w ścieki.

Most został obliczony jako most I kl., t. j. na obciążenie wałem drogowym 20 tonn i tłumem ludzi 500 kg/m^2 . Jako granice naprężeń przyjęto 38 kg/m^2 dla ściskania w betonie i 850 kg/cm^2 rozciągania w żelazie.

Budowę mostu przeprowadzono sposobem gospodarczym. Roboty rozpoczęto 15 czerwca i zakończono z końcem wrześ-

nia, t. j. prowadzono je przez $3\frac{1}{2}$ miesiąca przyczem specjalnego nacisku na pośpiech nie kładziono z uwagi na zatrudnionych przy budowie mostu bezrobotnych.

W około 4 tygodnie po zakończeniu betonowania przeprowadzono próbę obciążenia mostu aczkolwiek na podstawie istniejących przepisów nie było to konieczne gdyż przęsła są poniżej 10 m rozpiętości. Celem otrzymania możliwie największych ugięć mostu umieszczono obciążenie tylko na jednym przęśle ładując na nie przeszło 40 tonn t. j. maksymalny ciężar



Rys. 3. Deskowanie mostu w Tarcynie.

jaki w myśl obowiązujących przepisów może się wogóle na tym przęśle kiedykolwiek znaleźć. Pomiary ugięć przeprowadzono czterema aparatami dźwigniowymi, ustawiając je pod środkową belką podłużną jeden pod oporą skrajną obciążonego przęsła, jeden pod oporą środkową i dwa pozostałe w środku każdego przęsła.

Po 24 godzinach obciążenia ugięcie załadowanego przęsła wynosiło 1,15 mm gdy przęsło sąsiednie wykazało podniesienie ku górze 0.2 mm. Po zdjęciu obciążenia oba przęsła prawie całkowicie powróciły do stanu pierwotnego.

Interesujące jest porównanie ilości żelbetu w konstrukcji tego mostu z ilością jakąby trzeba było wykonać przy zastosowaniu n. p. dwóch przęseł typowych o tej samej rozpiętości t. j. 6 m. Całkowita ilość żelbetu w konstrukcji niosącej bez podpór wynosi 35,3 m³. Zaś w trzech oporach t. j. poprzecznych ściankach oporowych spoczywających na palach 14.00 m³.

Całkowita długość mostu wzdłuż jezdni wynosi 12,50 m, a wzdłuż chodników 14,10 m zatem powierzchnia zabudowana mostu

$$12,5 \times 6,8 + 14,10 \times 3,0 = 127,3 \text{ m}^2.$$

Zatem ilość żelbetu na m² zabudowanej powierzchni mostu

$$B = \frac{35,3}{127,3} \text{ 0,28 m}^3/\text{m}^2$$

Dla porównania trzeba nadmienić, że przy typowym moście belkowym z chodnikami b. Min. Robót Publicznych o rozpiętości podporowej podobnej jak przęśla mostu w Tarczynie t. j. 60 m ilość betonu wynosi 16.05 m³ zaś powierzchnia zabudowana

$$6,5 \times 8,2 = 53,3\text{m}^2$$

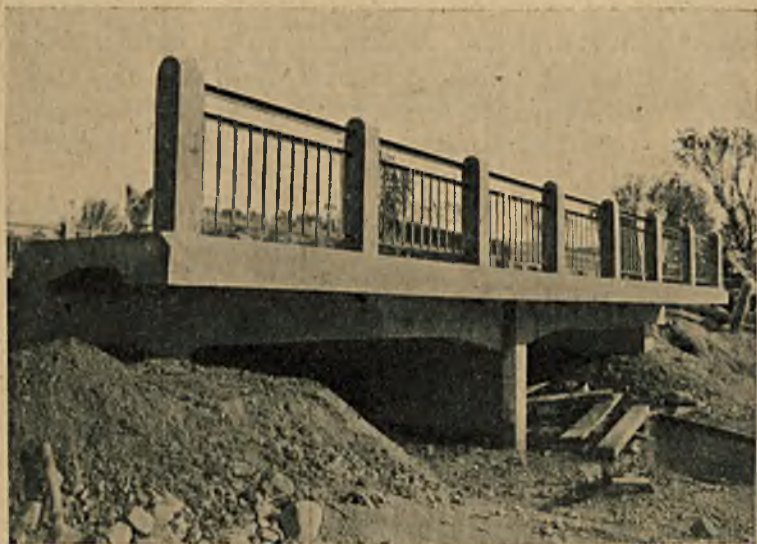
czyli ilość betonu na 1 m² zabudowanej powierzchni

$$B_1 = \frac{16,05}{53,3} = 0,30 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

a zatem tylko cośkolwiek więcej jak przy naszym moście czyli można powiedzieć, że na ustroju niosącym niema prawie różnicy.

Natomiast w dwóch normalnych przyczółkach fundamentowanych na palach i zaprojektowanych wg. istniejących typów oraz w jednym filarze, które to opory trzeba by było wykonać przy zastosowaniu dwóch wolnopodpartych przęseł o rozpiętości 6,0 m, byłoby jak z porównawczego projektu wynika około 104 m³ betonu gdy w oporach konstrukcji o której mowa, jest jak już wyżej wspomniano tylko 14 m³, a zatem różnica ogromna. Ta różnica na oporach jest właśnie istotną charakterystyką tego systemu. Eliminując całkowicie samodzielne opory i wprowadzając na ich miejsce lekkie konstrukcje zastępcze otrzymuje się tak wielkie oszczędności, że system ten w wielu wypadkach w zupełności podjąć może bardzo skuteczną konkurencję z mostami drewnianymi jak to zresztą poniżej przy-

toczone cytry ilustrują a mianowicie: Całkowity koszt budowy tego mostu wyniósł 17.850 zł., przyczem w sumie tej mieszczą się poza konstrukcją żelbetową koszty zasypania przyczółków, wykonania skarp pod mostem z ich obrukowaniem i t. p. roboty, jednakowoż bez kosztu mostku objazdowego oraz nawierzchni z kostki nieregularnej.



Rys. 4. Most w Tarczynie po rozdeskowaniu.

Wobec tego koszt 1 m² zabudowanej powierzchni żelazobetonowej konstrukcji mostu wyniósł

$$K = \frac{17,850}{127,3} = 140 \text{ zł. / m}^2$$

Dodając do tego koszt 1 m² wykonanej nawierzchni z kostki nieregularnej, który na około 15 zł./m² przyjąć można będziemy mieli całkowity koszt 1 m² zabudowanej powierzchni mostu

$$K = 155 \text{ zł. / m}^2.$$

Ponieważ na tej samej drodze tylko 20 km dalej i w tym samym czasie przebudowano dwa małe mostki, a mianowicie: jeden o rozpiętości 6,0 m, drugi o rozp. 8,5 m, zatem porównanie kosztów nasuwa się samo przez się. Przebudowa na drewniane nastąpiła wskutek tego, że robota musiała być przepro-

wadzona z Funduszu Pracy, którego przepisy nie pozwalają na użycie więcej jak 30% na materiały, co przy mostach żelbetonowych było absolutnie wykluczone, a przy mostach drewnianych wobec częściowo darmowego, a częściowo kredytowego otrzymania materiału drzewnego, możliwe.

Całkowity koszt 1 m² zabudowanej powierzchni tych mostów wyniósł wg. szczegółowo opracowanych kosztorysów wykonawczych 100 względnie 108 zł/m² czyli że *koszt jednostkowy wyżej opisanego mostu żelazobetonowego wyniósł jedynie około 1½ raza więcej jak mostu drewnianego*. Jeżeli porównać że most ten nie będzie wymagał prawie żadnej konserwacji,



Rys. 5. Widok całkowicie ukończonego mostu w Tarczynie.

a jezdnia z bazaltowej kostki wytrzyma prawdopodobnie kilkanaście lat bez naprawy, gdy przy moście drewnianym nawierzchnię z dyliny trzebaby było zmieniać całkowicie co 3 — 4 lat a po około 15 latach most znowu zupełnie przebudować to ekonomia budowy mostu żelazobetonowego wystąpi w całej pełni.

Jeżeli nawet przyjąć, że koszt 1 m² drewnianego mostu przyjęty w danym wypadku do porównania (100 — 108 zł) mógłby być w wielu wypadkach — t. j. tam gdzie koszt drzewa jest specjalnie niski — obniżony to w każdym razie zawsze w granicach najmniej 70—80 zł za 1 m² zabudowanej po-

wierzchni mostu będzie się on wahał, czyli wtedy tego rodzaju żelazobetonowy most, będzie około 2 razy droższy. Lecz nawet i taki stosunek kosztów będzie przemawiał za mostem żelazobetonowym gdyż większy jednorazowo wydatek — z uwagi na zupełny brak kosztów konserwacji przy moście żelbetonowym i jego prawie nieograniczoną trwałość — wkrótce się zamortyzuje.

Projekt mostu w Tarczynie opracował na zlecenie Warszawskiego Urzędu Wojewódzkiego inż. Zbigniew Wasiutyński zaś budowę wykonał sposobem gospodarczym inż. Robert Woronowicz.

INŻ. ALFRED MISSBACH.

BADANIA PODTORZA DRÓG ORAZ ZASADY PROJEKTOWANIA NAWIERZCHNI.

Przed rozważeniem właściwego tematu, chciałbym zaproponować kilka określeń, które nie są jeszcze w naszym słownictwie drogowym ustalone, a które należałoby dla ujednostajnienia wprowadzić.

Kierunek w przestrzeni, po którym odbywa się okresowo, w pewnych odstępach czasu ruch jednostek komunikacyjnych, nazywamy szlakiem. Szlaki mogą być lądowe, powietrzne i wodne. Szlak lądowy zaopatrzony w sztuczną budowlę, która służy do umożliwienia łatwego, bezpiecznego i nie doznającego przeszkód zewnętrznych, ruchu, nazywamy drogą. Zależnie od rodzaju poruszających się po drogach jednostek, dzielimy je na: drogi piesze, drogi kołowe, oraz drogi żelazne, zwane również, choć mniej słusznie kolejami. W rozważaniach niniejszych rozpatrywane będą drogi kołowe, zwane w potocznej mowie wprost „drogami”.

Częściami składowymi drogi są: jezdnia i podtorze. Jezdnią nazywamy tę część budowli sztucznej, która bezpośrednio poddana jest obciążeniu ruchem. Częściami składowymi jezdni są: podłoże, stanowiące fundament jezdni i nawierzchnia, czyli warstwa położona „na wierzchu” podłoża. Podłoże jest to grunt na którym spoczywa jezdnia¹⁾. Wymienionego wyżej „pod-

¹⁾ Zdaniem Redakcji należałoby ustalić takie nazwy: a) nawierzchnia jezdni, b) fundament jezdni (zamiast proponowanego „podłoża jezdni”) i c) podłoże zamiast proponowanego „podtorza”. Redakcja.

torza" nie należy mieszać ze słowem „torowisko”. Torowisko bowiem stanowi ciało drogi, zwane również korpusem drogowym.

Podtorze nie zawsze jest natyle wytrzymałe, by znosić bez odkształceń trwałych, poruszające się bezpośrednio po nim ciężary. Do racjonalnego rozkładu obciążenia na podtorze służy podłoże drogi. Sama nawierzchnia ma za zadanie ochronę podłoża przed zużyciem, jest więc warstwą poddaną siłom ścierającym i miażdżącym ruchu. Podział na trzy części: podtorze, podłoże i nawierzchnia jest podziałem ogólnym i nie zawsze ma miejsce, mogą bowiem zajść wypadki połączenia dwu części w jedną. Podłoże i nawierzchnia mogą stanowić jedną całość, jak np. w drogach betonowych.

Z powyższego wynika, że każda z trzech wymienionych części składowych drogi ma swoje ściśle określone zadanie i tylko ta droga będzie trwałą i ekonomiczną w utrzymaniu, której wszystkie trzy składowe są przystosowane do ruchu, który na niej się odbywa. Jest rzeczą oczywistą, że podtorze zawsze musi być tą składową drogi, która przenosi całkowity ciężar stały jezdni i ciężar ruchomy pojazdów. Odkształcenia podtorza, wysoce szkodliwe podczas normalnych warunków ruchu i normalnego stanu wilgoci, stają się katastrofą podczas zmian jakie zachodzą podczas roztopów wiosennych, lub przy znacznym wzroście ciężaru pojazdów.

We wszystkich gałęziach budownictwa, szczególnie zaś przy budowłach inżynierskich już oddawna przestrzegano odpowiedniego bezpieczeństwa konstrukcji, posługując się obliczeniami statycznymi dla każdego elementu konstrukcyjnego. Ostrożność tę dyktowały względy na bezpieczeństwo życia ludzkiego i obawa przed stratami materialnymi, powstającymi przy zniszczeniu konstrukcji. W budownictwie drogowym sprawa bezpieczeństwa stała się szczególnie aktualną od czasu znacznego wzrostu szybkości ruchu.

Niedokładności konstrukcyjne, lub nadmierne odkształcenia jezdni mogą bowiem wywołać wypadki kończące się śmiercią, lub kalectwem. Straty zaś materialne, powstające przy nieudaniu się budowy nowoczesnych nawierzchni, są bardzo wielkie. To też od czasu rozpoczęcia budowy ulepszonych nawierzchni datują się również badania materiałów drogowych,

ich użycia, oraz badania jakości podtorza i wpływów, jakie wywiera ono na jezdnię. Początkowo starano się niedomaganiom podtorza zapobiec przez wzmocnienie podłoża, a nierzadko nawet przez pogrubienie nawierzchni. Okazało się jednak, że sposób ten pociąga za sobą nieekonomiczne zużycie materiałów, które w dodatku są stosunkowo drogie. Dalsze doświadczenia dowiodły, że odpowiednie przygotowanie podtorza, tej istotnie dźwigającej konstrukcyjnej części drogi, pozwala na zastosowanie podłoża lżejszego typu. W ten sposób ogólny koszt budowy drogi zmniejszył się, gdyż materiały używane do wzmocnienia podtorza są tańsze, niż materiały używane na podłoże i nawierzchnię.

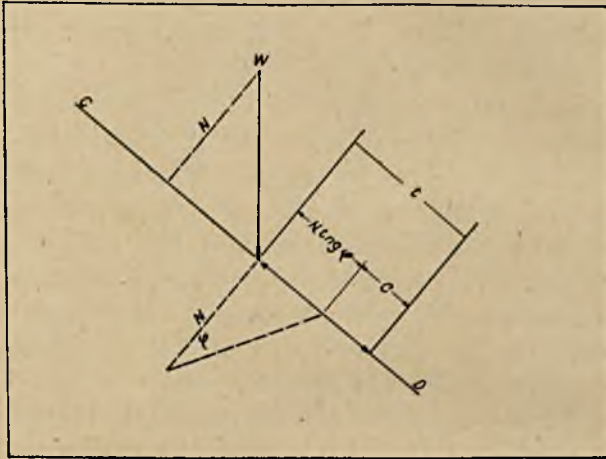
Niepowodzenia przy budowie jezdni spowodowane są przeważnie przez przemiany w podtorzu, wywołane zmianami jego wilgotności. Stąd wynika że już przy trasowaniu należy zwrócić uwagę na charakter gruntu po którym ma biec droga. Poszukiwania w tym kierunku powinny być robione nie w lecie, kiedy warunki gruntowe są najkorzystniejsze, lecz raczej w okresie wiosennym, lub jesiennym, kiedy, pod wpływem zmian wilgotności gruntu, wychodzą na jaw jego niedomagania. Środkiem, dającym bardzo dobre wyniki w ocenie własności gruntu i zdatności tegoż na przyszłe podtorze drogowe, są badania laboratoryjne. Badania te szczególnie intensywnie i udanie prowadzone są w laboratorium przy U. S. Bureau of Public Roads w Arlington. Dla lepszego zrozumienia metody badań laboratoryjnych zaznajomimy się uprzednio z mechaniką wewnętrzną materiałów stanowiących podtorze. Zasadnicze pytanie, które się tu nasuwa, brzmi: Od czego zależy stateczność podtorza?

Stateczność podtorza zależy od tarcia wewnętrznego i od kohezji. Tarcie wewnętrzne nazywamy tę część oporu wewnętrznego, która jest zależna od siły zewnętrznej, kohezja bowiem charakteryzuje się przez opór niezależny od wielkości siły zewnętrznej.

Jako przykład ilustrujący pierwszą kategorię oporu może posłużyć przesuwanie dwóch szorstkich powierzchni jednej po drugiej, np. dwóch arkuszy papieru szmerglowego. Jeżeli górny arkusz będzie nieobciążony, opór stawiany przesuwaniu będzie bardzo mały. Wzrośnie on w miarę obciążenia arkusza.

Kohezję doskonale uzmysławiają dwa arkusze lepkiego papieru, używanego pospolicie na muchy. Wzajemnemu przesuwaniu się jednego po drugim opiera się lepkość kleju. Siła ta nie zależy od szorstkości powierzchni ani od obciążenia, lecz jedynie od jej przyczepności.

Jeżeli obciążymy grunt odpowiednią siłą, to zauważymy, jak zaczyna się on odkształcać, „płynąć”. Znaczy to, że siła zewnętrzna przewyciężyła opór wewnętrzny cząsteczek pomiędzy sobą i wywołała ich przemieszczenie.



Rys. 1.

Wyodrębnijmy sobie cząsteczkę ziemi „w”, którą powstrzymuje od przesunięcia siła oporu „t”, działająca wzdłuż płaszczyzny CD. Opór „t” składa się z dwu części: z tarcia wzajemnego cząsteczek (papier szmerglowy) i z wzajemnej kohezji cząsteczek (papier lepki). Wielkość tarcia wewnętrznego gruntu charakteryzuje się kątem naturalnego stoku φ . Tangens tego kąta równa się sile oporu tarcia, dzielonej przez siłę prostopadłą do płaszczyzny przesunięcia.

Kohezja pomiędzy cząsteczkami gruntu mierzona jest w kg na cm^2 .

Jeżeli

φ = kątowni tarcia wewnętrznego

N = składowej siły „w” normalnej do CD

to $t = N \text{ tang } \varphi + C$.

Wzór powyższy podany jest przez Bureau of Public Roads w t. 10, Nr. 3 „Public Roads” z maja 1929.

Poniżej umieszczona tablica wykazuje zależność pomiędzy kohezją, kątem tarcia wewnętrznego i nośnością gruntów

	Kohezja C w kg/cm ²	kąt tarcia wewnętrznego φ w stopniach	Nośność q w kg/cm ²
Gлина płynna	0,05	0	0,20
„ b. miękka	0,10	2	0,42
„ miękka	0,20	4	0,91
„ twardsza	0,49	6	2,44
„ twarda	0,64	8	3,94
„ b. twarda	0,98	12	6,14
И	0	10	0,02
Piasek suchy	0	34	0,38
„ z domieszką gliny	0,20	30	2,95
Piasek z domieszką żwiru i gliny	0,49	34	8,70

Wartość „q” podana jest tu tylko dla ilustracji i za podstawę przy projektowaniu nawierzchni nie powinna być brana. Kąt tarcia gruntów ilastych zmienia się od 10 — 30°, lecz kohezja zawsze jest w pobliżu 0. W gruntach o dobranem odpowiednio uziarnieniu, w zależności od ich skompromowania, kąt tarcia może przekraczać nawet 34°, chociaż kohezja będzie znacznie niższa od 0,49.

Stateczność glin, jak to widać z powyższego zestawienia wzrasta znacznie z ubytkiem zawartości wody. Poza to stateczność wilgotnych glin wzrasta z dodatkiem piasku. Z drugiej strony stateczność piasków rośnie przy dodaniu gliny.

Nośność piasku pozbawionego kohezji, lecz o kącie tarcia wewnętrznego $\varphi = 34^\circ$, równa jest 0,38 kg/cm². Nośność miękkiej gliny, posiadającej kohezję równą 0,20 kg/cm² i tarcie wewnętrznego $\varphi = 4^\circ$ równa się 0,91 kg/cm². Oba te materiały zmieszane w odpowiednim stosunku dają nośność powyżej 2,95 kg/cm². Doświadczenia wykazują, że stateczność glin, posiadających pewną kohezję, można podnieść przez dodatek

piasku o dużym tarciu wewnętrznym. Z drugiej zaś strony stateczność piasków, pozbawionych kohezji, wzrasta z dodatkiem glin.

Dla przykładu grunt o kohezji $0,20 \text{ kg/cm}^2$ posiada nośność $1,25 \text{ kg/cm}^2$ do $3,70 \text{ kg/cm}^2$ przy kącie tarcia wewnętrznego zmieniającym się od 12° do 34° . Natomiast przy wartości kąta tarcia $= 34^\circ$ siła nośna gruntu może wahać się od $2,05 \text{ kg/cm}^2$ do $8,70 \text{ kg/cm}^2$ zależnie od jednoczesnej kohezji $= 0,10$, lub $0,49 \text{ kg/cm}^2$.

Największe tarcie wewnętrzne posiada piasek, zwłaszcza składający się z ziarn kanciastych i szorstkich. Grunty ilaste posiadają wartość kąta tarcia wewnętrznego od 10° do 30° , zależnie od stopnia wilgotności, nie wykazując przytem prawie żadnej kohezji. Gliny posiadają kohezję, lecz zato bardzo małe tarcie wewnętrzne.

Z tego wynika że:

1) Domieszki, które zmniejszają nasiąkliwość gruntu, zabezpieczają go od utraty kohezji pod wpływem wilgoci. Zwiększają one stateczność glin, gdyż zapobiegają ich rozmiękaniu.

2) Domieszki posiadające kohezję powinny służyć do zwiększenia kohezji posiadanej przez grunt. Domieszki tego typu powinny zatem służyć (a) do zwiększenia stateczności pozbawionych kohezji gruntów ilastych i (b) powiększenia stateczności piasków.

3) Domieszki materiałów ziarnistych, stawiających duży opór tarciu, zdolne są zapewnić stateczność w mierze o wiele większej, niż podobne domieszki o stosunkowo małym oporze.

Dodanie gliny do piasku służy do wypełnienia próżni pomiędzy ziarnami i tylko wtedy odnosi skutek, jeżeli nadmiar gliny po wypełnieniu próżni nie zacznie oddzielać poszczególne ziarna piasku od siebie. Z chwilą bowiem zajścia tego zjawiska, stateczność mieszaniny gwałtownie spada, ponieważ glina w stanie wilgotnym powoduje zmniejszenie wzajemnego tarcia poszczególnych ziarn.

Sprężystość — jako szkodliwa właściwość podłoża. Niektóre grunty nie dają się trwale skomprimować. Pod obciążeniem uginają się, po usunięciu tegoż wracają do dawnego stanu. Własność ta jest spowodowana w stanie suchym zawartością

miki i niektórych domieszek organicznych, o wielkiej porowatości. Zawartość powietrza w mokrym materiale również powoduje zwiększoną elastyczność.

Grunty pozbawione kohezji, posiadające przytem wspomnianą elastyczność, bywają źródłem kłopotów w stanie suchym i wilgotnym. Zaś grunty należące do tej kategorii, obdarzone kohezją, wykazują szkodliwą elastyczność tylko w stanie wilgotnym.

Rozpoznanie elastycznych własności gruntu przed zaprojektowaniem rodzaju nawierzchni okazuje się koniecznem. Jeżeli bowiem elastyczne podtorze drogi, posiadające kohezję zostanie uwałowane i na niem, jako na podłożu, ułożona warstwa betonu, to wilgoć, pochodząca ze świeżo ułożonego betonu, może wywołać nierównomierne pęcznienie podtorza. Zjawisko to, wraz z nierównomierną utratą wilgoci przez warstwę betonu może wywołać pękanie tejże w trakcie wiązania.

Zjawisko to zaobserwowano wielokrotnie przy budowie dróg betonowych, gdzie mieszarka swoimi kołami jezdni powodowała przy przesuwaniu pewne skomprimowanie gruntu. Po ułożeniu betonu powierzchnia jego wykazywała dwa regularne pęknięcia równoległe do osi drogi. Naogół jednak gleby elastyczne, posiadające kohezję, są niebezpieczne dla betonu tylko w czasie wiązania. Bardziej groźne są one dla makadamów. Tu bowiem nie pozwalają one na należyte skomprimowanie i związanie samej nawierzchni. W rezultacie czego nawierzchnia posiada szczeliny, przez które woda może przenikać aż do podtorza, Podtorze to rozmięka, przenika od spodu całą warstwę makadamu, wywołując w ten sposób jego rychłe zniszczenie.

Chcąc ustrzec się od szkodliwego działania elastycznego podtorza należy zastosować następujące środki ostrożności:

a) Stabilizowanie podtorza przez ułożenie jezdni prowizorycznej przed zbudowaniem stałej, okazało się bowiem, że podtorze traci z biegiem czasu szkodliwą elastyczność pod wpływem ruchu,

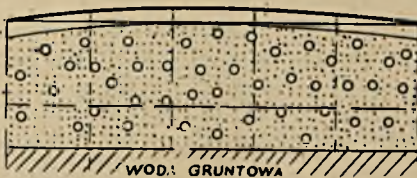
b) Dodanie gliny do gruntów pozbawionych kohezji (piaski o znacznej zawartości miki i t. d.),

c) Doprowadzenie zagęszczenia i wilgotności podtorza do możliwie jednolitego stanu przez wałowanie lekkim (3 t.) walcem, rozdrobnienie wszelkich brył, bronowanie i równomierne skrapianie podtorza przed ułożeniem jezdni,

d) Unikanie zbyt dużych zmian wilgotności podtorza w czasie wiązania betonu przez układanie warstwy izolacyjnej przed rozścieleniem betonu.

Przełomy wiosenne — Wysadziny.

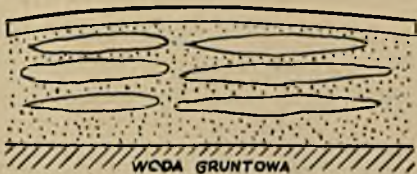
Przełomy wiosenne spowodowane są tworzeniem się skupień lodu w podtorzu. Proces ten ma swoje wyjaśnienie w następujących zjawiskach:



Kółka wyobrażają cząsteczki wody zamarzające w temperaturze od 0° do -4° C. Kropki wyobrażają kapilarne cząsteczki wody, które zamarzają w temperaturze niższej.



Zamarznięte cząsteczki wody wzrastają z powodu przymarzania do nich cząsteczek kapilarnych. Woda gruntowa zapełnia opróżnione przestrzenie między cząsteczkowe gruntu.



Powstałe w sposób powyższy duże skupienia lodu powodują wysadziny.

Rys. 2.

a) Większe cząsteczki wody, zawarte w glebie zamarzają w temperaturze -1° do -4° C,

b) Woda zawarta w włoskowatych porach gleby zamarza dopiero poniżej -7° C,

c) Kryształki lodu mają zdolność przyciągania cząstek wody zawartych w szczelinach włoskowatych. Wskutek

tego cząsteczki te przymarzają do istniejących kryształów, stale powiększając ich objętość. Proces ten przebiega dalej, zasilany przez dopływ wody gruntowej.

Piaski nie wykazują wysadzin, gdyż prawie cała woda w nich zawarta zamarza w pobliżu zera, a małe cząsteczki wody, mogące wywołać wzrost kryształów lodu znajdują się w nich w zbyt drobnej ilości.

Iły przepuszczalne, przez które woda przenika bardzo szybko i w dużych ilościach, cierpią bardzo od wysadzin. Iły te, jak wykazały doświadczenia, dostarczają na skutek zjawiska włoskowatości około 4,5 kg wody na m² powierzchni dziennie, przy głębokości wody 1,20 m poniżej powierzchni ziemi.

Wysokość wznoszenia się włoskowatego wody w przypadku glin jest w przybliżeniu taka sama, jak i przy iłach, jednakże szybkość dopływu jest znacznie mniejsza. Wobec tego w ciężkich glinach, przy niskim stanie wody gruntowej, ilość wody powodującej wzrost kryształów lodu jest niewielka. Często się więc zdarza, że kryształek, pobierając wodę z otaczającego go gruntu, powoduje wysuszenie tegoż, przez co dalszy dopływ wody się przerywa. Wysadziny w gliniastych gruntach tworzą się więc najczęściej wtedy, jeżeli poziom wody gruntowej znajduje się płytko, lub gdy grunt był przepojony wilgocią przed zamarznięciem.

Szkodliwe działanie wysadzin występuje szczególnie jaszkrawo podczas wiosennych roztopów. Wtedy bowiem woda, znajdująca się w nadmiernej ilości w podtorzu drogi, nie może sobie znaleźć ujścia, z powodu zamarzniętych jeszcze głębszych warstw gruntu oraz poboczy, i powoduje tworzenie się t. zw. przełomów. Dla przeciwdziałania temu zjawisku stosować należy drenowanie torowiska drogi. Przyczem dreny muszą być układane wzdłuż linii najgłębszego zamarzania, która w przybliżeniu zbiega się z linią najwcześniejszego tajania, czyli innymi słowy z osią drogi. Dreny podłużne, ułożone wzdłuż osi drogi z jednej strony obniżają zawartość wody w torowisku drogi przed zamarznięciem, z drugiej zaś — służą do odprowadzenia wody uwalnianej przy tajaniu. Ten sposób drenowania dał bardzo dobre rezultaty w wielu Stanach A. P. i zyskuje coraz większe zastosowanie. Jest rzeczą charakterystyczną, że teren pod drogą zamarza o wiele głębiej, niż oko-

liczne pola. Próby robione w tym kierunku wykazywały, że głębokość przemarzania gruntu pod drogą wynosiła około 1,20 m, podczas gdy pola pod warstwą śniegu były przemarznięte do głębokości kilkunastu centymetrów zaledwie.

Szczególne trudności przy odwodnieniu zachodzą w warstwach piaszczystych, które leżą cienką warstwą 30 — 40 cm na warstwie nieprzepuszczalnej z iltu. Ił pod obciążeniem osiada, tworząc zagłębienia, w których następnie zbiera się woda.

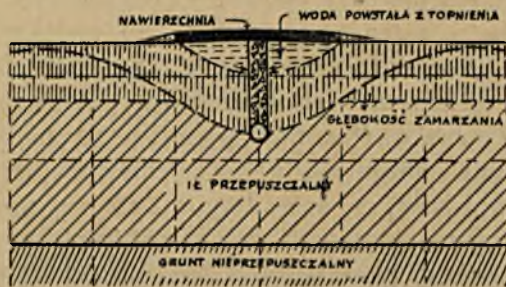
Z powyższego wynika, że:

1) każda domieszka, zdolna do zmniejszenia zawartości wody w podtorzu, zmniejsza niebezpieczeństwo przełomów,

2) każdy zabieg, który działa hamująco na przenikanie wody do podtorza, zapobiega wzrastaniu ilości wilgoci w podtorzu. Przeto więc zabieg taki zmniejsza niebezpieczeństwo przełomów spowodowanych wilgocią przenikającą z góry,

3) każda domieszka do iltów, zdolna do nadania im kohezji, zmniejsza niebezpieczeństwo przełomów w gruntach ilastych,

4) dreny wypełnione materiałem porowatym umieszczone wzdłuż osi drogi na głębokości nieco większej od głębokości zamarzania, zmniejszają ilość wilgoci w gruncie przed zamarzaniem i odprowadzają jej nadmiar, powstały podczas topnienia.



Rys. 3. Dren położony wzdłuż osi drogi powoduje dogodny odpływ wody powstałej podczas topnienia.

Niepowodzenia przy budowie makadamów na podtorzach nieelastycznych są spowodowane najczęściej przenikaniem gruntu w pory makadamu. Ma to miejsce zwłaszcza tam, gdzie podtorze jest wilgotne, a makadam posiada dostatecznie wielkie próżnie. Zapobiega się temu zjawisku przez utrwalanie podtorza bitumem i danie podsyпки z materiału ziarnistego.

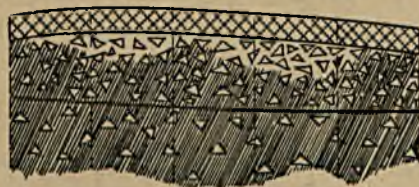
Piaski nie mają skłonności do przenikania przez warstwę nawierzchni. Dodatek do bitumu służy w tym wypadku jedynie dla nadania podtorzu kohezji. Bitumy, przenikając na 3 do 5 cm w głąb gruntu, nadają mu taką wytrzymałość, że grubość warstwy tłuczniowej może ulec znacznemu zmniejszeniu.



Nowy makadam, zawierający próżnię pomiędzy ziarnami.



Woda uwięziona w próżniach pomiędzy ziarnami.

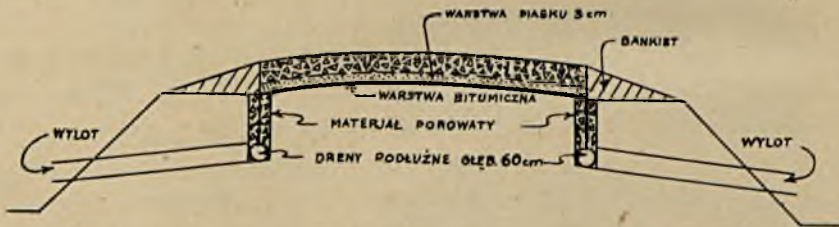


Przenikanie gruntu w głąb nawierzchni tłuczniowej.

Rys. 4.

Utrwalanie gliny bitumem ma na celu wytworzenie nieprzepuszczalnej warstwy wierzchniej. Głębokość przenikania bitumu powinna być taka, by zapewnić związanie warstwy impregnowanej z resztą podtorza. Prawdopodobnie wystarcza tu grubość 8 do 10 mm. Rolę tej cieniutkiej warstwy uszczelniającej można sobie wytłumaczyć w następujący sposób: gleba gliniasta przenika w głąb nawierzchni wtedy, gdy wchłonawszy dostateczną ilość wody, straci swoją kohezję i przejdzie w stan płynny. Doświadczenie zaś wskazuje, że wchłanianie wody

przez glinę tylko wtedy zachodzi, gdy glina ulega mechanicznemu mieszanemu, poruszaniu. Zjawisko mieszania warstwy gliniastego podtorza, leżącej pod samą nawierzchnią tłuczniową zachodzi na zwykłych drogach, pod wpływem ruchu odbywającego się na drodze. Woda powierzchniowa przenika przez nieuszczelną nawierzchnię i rozmiękcza podtorze dzięki mechanicznemu działaniu ruchu. Procesowi temu zapobiega warstewka impregnowana bitumem, gdyż niedopuszcza do bezpośredniego zetknięcia się gliny z wodą. Podosypka ułożona na warstwie impregnowanej pozwala wodzie przenikającej przez nawierzchnię odpłynąć na boki do drenów, jednocześnie zaś wypełnia od spodu próżnie w nawierzchni tłuczniowej oraz zapobiega przedziurawieniu warstwy impregnowanej przez kamyczki nawierzchni. System impregnowania podtorza stosowany jest nie tylko przy budowie dróg bitych, lecz również i dróg żelaznych. Ostatnio zastosowano sposób ten na większą skalę przy układaniu torów stacyjnych w Niemczech.



Rys. 5.

Według własności dzieli się podtorza na następujące kategorie. Podział ten wprowadzili C. A. Hogentogler i Ch. Terzaghi.

Podtorza jednolite.

Grupa A — 1. Materiał o korzystnym uziarnieniu zawierającym cząstki drobne i grubsze. Grupa ta stanowi doskonały fundament, stateczny pod obciążeniem przy wszelkich warunkach wilgotności.

Grupa A — 2. Materiał zawierający ziarna drobne z pewnym brakiem grubszych. Stateczność materiału zapewniona

tylko w stanie stosunkowo suchym. Posiada skłonność do mięknienia wskutek deszczu, lub wód dopływających z dołu przez otwórki włoskowate, szczególnie jeżeli nakrycie nieprzepuszczalne tamuje parowanie.

Grupa A — 3. Obecność wyłącznie grubszych ziarn zupełnie brak — drobnych. Mała stateczność pod obciążeniem. Niewrażliwość na wilgoć. Doskonały fundament pod nawierzchnie elastyczne średniej grubości i cienkie nawierzchnie nieelastyczne. Własności te posiadają niektóre piaski.



Rys. 6. Drenowanie przekopów w ciężkiej i zwartej glinie. Zastosowanie porowatej podsypki i drenu odcinającego zapobiega podmakaniu nawierzchni.

Grupa A — 4. Grunty ilaste bez zawartości grubszych ziarn. Znaczna zdolność wchłaniania wody, bez współdziałania mechanicznych wpływów, powodująca szybki zanik stateczności. W stanie suchym i lekko wilgotnym dają mocne podtorze, mało uginające się. Naogół powodują pęknięcia w nawierzchniach nieelastycznych z powodu przelomów i zawodzą przy elastycznych wskutek małej nośności.

Grupa A — 5. Grunty podobne do poprzednich, lecz posiadające nawet w suchym stanie daleko idącą zdolność elastycznego powrotu do dawnego stanu po usunięciu obciążenia. Własność ta jest wysoce szkodliwą przy budowie makadamów, gdyż nie pozwala na należyte skompromowanie makadamu i podtorza.

Grupa A — 6. Gliny bez zawartości grubszych zmian. W twardem lub nawet plastycznym stadium pochłaniają wodę tylko przy współdziałaniu mechanicznych wpływów, nabierając wtedy płynnej konsystencji. W tej formie przenikają w głąb makadamów. W stanie suchym posiadają dużą nośność, stanowiąc dobre podłoże dla makadamów. Odkształcenia pod wpływem obciążenia są niewielkie, zachodzą powoli i wykazują

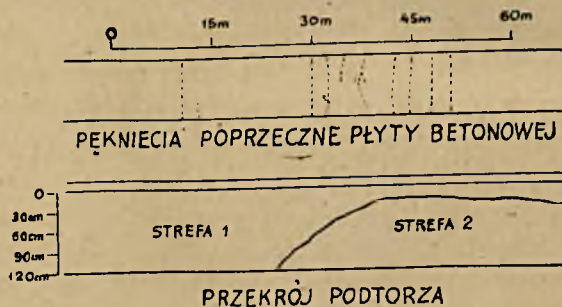
małą zdolność do sprężystego powrotu do dawnego stanu. Jednakże gleby tego typu mogą pod wpływem zmian stanu wilgotności i związanych z tem zmian objętości spowodować pęknięcia nawierzchni nieelastycznych (betonowych).

Grupa A — 7. Gleby o własnościach podobnych do poprzedniej grupy z tą różnicą, że w stanie wilgotnym odkształcają się łatwo pod obciążeniem, zaś po usunięciu nacisku powracają sprężysto do dawnego stanu. Z tego powodu wykazują małą nośność podobnie do grupy A — 5. Zmiany wilgotności powodują znaczne różnice w objętości, wobec czego mogą wywołać pęknięcia w nawierzchni betonowej przed związaniem betonu.

Grupa A — 8. Bardzo miękki torfiasty i bagnisty grunt niezdolny do uniesienia jakiegokolwiek nawierzchni bez poprzedniego wzmocnienia.

Podtorza niejednolite.

Podtorza tego rodzaju wywołują pęknięcia nawierzchni betonowych oraz znaczne odkształcenia i nierówności nawierzchni elastycznych.



Rys. 7. Pęknięcia poprzeczne płyty betonowej spowodowane niejednolitem podtorzem.

Grupa B — 1. Niejednolite podtorze naturalne, mające na krótkich przestrzeniach znaczne różnice w ukształtowaniu geologicznym.

Grupa B — 2. Niejednolite podtorze spowodowane różnorakim materiałem użytym do wykonania nasypu.

Grupa B — 3. Niejednolite podtorze spowodowane zbieganiem się pasów gruntu naturalnego i nasypowego o różnych charakterach.

Rozpoznawanie własności podtorza.

Badanie mechaniczne podtorza, polegające jedynie na procentowym oznaczeniu zawartości ziarn o różnej wielkości, czyli na analizie sitowej, nie daje zupełnego obrazu jego własności. Podtorze rozpoznane w sposób powyższy jako piasek może bowiem posiadać ziarna kształtu okrągłego, powodujące rozplywanie się gruntu nawet przy słabej zawartości wody, lub graniastego, zapewniające znaczną wytrzymałość. Tak samo grunt oznaczony w sposób powyższy jako il może w rzeczywistości być materiałem o dużej stateczności zdolnym do skompromowania, lub materiałem wysoce elastycznym niezdatnym jako fundament pod jezdnie drogowe. Dlatego należy zastosować nowe metody dla badania gruntów, dokładnie oddające ich fizyczne własności. Należy więc zbadać dolną granicę płynności (wzgl. upłynnienia), dolną granicę plastyczności, wskaźnik plastyczności, granicę ściśliwości, zawartość wilgoci po próbie w wirówce, naturalny równoważnik wilgotności, zmienność objętościową, kurczliwość linjową, czas potrzebny do rozpadnięcia się próbki zanurzonej w wodzie,

Metody te w ogólnych zarysach przedstawiają się następująco:

Dolna granica płynności mierzy się minimalną procentową zawartością wody oznaczoną na wagę, przy której określona ilość uderzeń o stałej sile zamienia próbkę gruntu w postaci placka w stan płynny.

Dolna granica plastyczności jest uwarunkowana minimalną procentową zawartością wody oznaczoną na wagę, przy której próbka może być „wywałkowana” do kształtu walca o średnicy $\frac{3}{16}$ (4.5 m/m) bez objawów rozsypywania się.

Wskaźnik plastyczności mierzy się różnicą pomiędzy dolną granicą płynności i takąż granicą plastyczności.

Granica ściśliwości oznacza zawartość wilgoci w próbce, zależną od ciśnienia kapilarnego, która pozostaje w niej po sprasowaniu do minimalnej objętości. Mierzy się w/g wzoru

$$S = W - \frac{V - V_0}{W_0}$$

gdzie:

S — granica ściśliwości, zawartość procentowa wilgoci w odniesieniu do wagi suchej próbki

W — zawartość wilgoci w zupełnie nasiąkniętej wodą próbce w odniesieniu do wagi suchej próbki

V — objętość wilgotnej próbki w centymetrach sześciennych, gdy zawartość wody równa się W .

V_0 — objętość zupełna próbki w cm^3 w stanie suchym

W_0 — waga zupełnie wysuszonej próbki w gramach.

Zawartość wilgoci po próbie w wirówce. Wysusza się próbkę, waży, poczem umieszcza się ją w wodzie na przeciąg 6-ciu godzin pod ciśnieniem zbliżonym do zera. Następnie umieszcza w wirówce i poddaje sile odśrodkowej równej tysiącrotnemu ciężarowi właściwemu. Procentowa pozostałość wody w odniesieniu do wagi suchej próbki stanowi szukaną wartość.

Naturalny równoważnik wilgotności jest to procentowa zawartość wilgoci w gruncie, która nie pozwala na pochłonięcie kropli wody, puszczonej na wyrównaną powierzchnię próbki. Odnośne doświadczenie przeprowadza się na próbce wysuszonej na powietrzu, zwiększając stopniowo jej wilgotność.

Zmienność objętościowa znajdowana jest w sposób następujący: mierzy się objętość próbki o wilgotności jaką ma w polu, poczem wysusza się próbkę aż do stałej wagi i powtórnie mierzy objętość. Procentowa strata objętości, w stosunku do objętości wysuszonej próbki, stanowi wskaźnik zmienności objętościowej.

Zmienność linjowa jest znajdowana w sposób wyżej wskazany, przyczem pomiar jest wykonywany na krawędzi wyznaczającej długość próbki.

Czas potrzebny do rozpadnięcia się próbki zanurzonej w wodzie. Zarobiony na mokro materiał układa się w formie, suszy na powietrzu do stałej wagi i zanurza w wodzie. Czas potrzebny do rozpadnięcia się próbki, mierzony w minutach stanowi o wyniku.

Reasumując powyższe dochodzimy do następujących wniosków:

Nośność podtorza zależy (w znacznym stopniu) od rodzaju jego składników, od posiadanej przez nie kohezji, wewnętrznego tarcia, oraz od wielkości pola na które się nacisk rozkłada. Podtorze od którego wymagamy znacznej nośności powinno posiadać dużą kohezję, lub duże tarcie wewnętrzne. Najlepiej, gdy oba te wskaźniki posiadają duże wartości. Duża kohezja

charakteryzuje zwarte gliny, duże tarcie wewnętrzne — piaski o korzystnym uziarnieniu. Dużą kohezję o znacznym zarazem tarciu wewnętrznym wyróżniają się piaski o korzystnym uziarnieniu, posiadające pewien dodatek lepiszcza gliniastego.

Im większe jest tarcie wewnętrzne gruntu, tem lepszą nośność jego osiągamy przez rozkład obciążenia na większą płaszczyznę, oraz przez zwiększenie martwego ciężaru nawierzchni.

Większa nośność podtorza pozwala na zmniejszenie grubości nawierzchni elastycznych, które pomimo to w tym wypadku mniej ulegają kruszeniu na drobne części. Jednakże duża nośność podtorza nie zawsze zapobiega zjawisku pęknięcia podłużnego i poprzecznego nawierzchni betonowych.

Przed budową nawierzchni elastycznych (makadamów) należy upewnić się, czy grunt nie ma własności sprężystego powracania do dawnego stanu.

Niebezpieczeństwo pęknięcia nawierzchni betonowych jest znacznie zmniejszone przy gruntach o jednolitej wytrzymałości. Powyższa cecha gruntu bardzo korzystnie oddziałuje również i na zachowanie się nawierzchni elastycznych.

Utrwalanie podtorza przy pomocy bitumów zapobiega przenikaniu cząstek ilastych w głąb nawierzchni tłuczniowych.

Wzmocnienie podtorza przez dodanie lepiszcza gliniastego do piasków i — ziarnistego materiału do glin, oraz obydwu tych materiałów do ilów, wzmacnia wytrzymałość gruntów oraz jej jednolitość.

Podłoża pod nawierzchnie elastyczne rozkładają obciążenie na większe powierzchnie, lecz muszą być stosownie odwodnione i zabezpieczone od spodu przed przenikaniem cząstek ilastych.

Podłoża pod nawierzchnie betonowe mogą zapobiec tworzeniu się pęknięć podłużnych, lecz nie uchylają niebezpieczeństwa pęknięć poprzecznych.

Obliczanie wytrzymałości nawierzchni betonowej jako „belki” wskazane jest przy gruntach, których mała wytrzymałość pochodzi z braku tarcia wewnętrznego, lecz nie jest konieczne w wypadku gruntów pozbawionych kohezji. Również i przy gruntach z grupy A — 1 można sobie zaoszczędzić powyższego sposobu liczenia.

Zwiększenie grubości nawierzchni betonowych przeciwdziała gęstemu spękaniu płyt, lecz nie zapobiega pęknięciom poprzecznym, pochodzącym z braku jednostajności w wytrzymałości podłoża. Jako środek zapobiegawczy przeciwko powstawaniu widzialnych pęknięć należy wymienić zbrojenie płyt betonowych.

Łącznie z projektem drogi należałoby sporządzić przekrój geologiczny trasy przyszłej drogi z uwzględnieniem poziomu wód gruntowych i badań laboratoryjnych podglebia.

Opisany wyżej sposób rozpoznawania gruntów wprowadza całkowitą zmianę do dawnych metod. Tak naprz. piasek specyfikowany dawniej w/g wielkości ziarn, tworzy obecnie grupę A — 3, charakteryzującą się tarciem wewnętrznym, brakiem kohezji i szkodliwej włoskowatości. Poszczególne rodzaje piasków rozróżnia się na podstawie wielkości tarcia wewnętrznego.

Podobnie postąpiono z iłami. Zamiast zajmować się wielkością poszczególnych ich ziarn, podzielono je na dwie grupy: A — 4 posiadającą tarcie wewnętrzne, wykazującą zjawisko włoskowatości w pewnym określonym stopniu, oraz brak kohezji i sprężystych odkształceń; oraz grupę A — 5 posiadającą tarcie wewnętrzne, wykazującą zjawisko włoskowatości w znacznej mierze i zdolność sprężystych odkształceń, przy braku kohezji.

Gliny zaliczane są do dwu grup: A — 6, jeżeli wykazują kohezję i włoskowatość, lecz nie posiadają tarcia wewnętrznego, ani elastyczności; A — 7 o ile posiadają kohezję, włoskowatość i elastyczność, nie wykazując tarcia wewnętrznego.

Tak naprz. badając dwa rodzaje gruntu o jednakowej wielkości ziarn, pierwszy z nich posiadający granicę płynności = 40, wskaźnik plastyczności = 14, granicę ściśliwości = 20 zaliczymy do grupy A — 4; drugi zaś o granicy płynności = 40, wskaźniku plastyczności = 10, granicy ściśliwości = 34 do grupy A — 5.

Podglebie o charakterystyce A — 4 może być skompromowane przy pomocy ciężkiego walca i służyć za podtorze dla makadamów. Będzie się ono zachowywało dobrze w nasypach i nie będzie zdradzało skłonności do tworzenia przełomów wiosennych, o ile poziom wód gruntowych będzie znajdował się dostatecznie głęboko.

Podglebie o charakterystyce A — 5 przeciwnie nie daje się uwałować i nadaje się jako podłoże dla makadamów jedynie po odpowiednim ulepszeniu. Jest przytem bardzo trudne do odwodnienia, posiadając skłonność do tworzenia przełomów wiosennych, od których może być zabezpieczone jedynie przez bardzo znaczne obniżenie poziomu wód gruntowych.

Jako inny przykład może służyć zbita glina. Jako gleba pod uprawę posiada ona bardzo liczne wady, a więc małą włoskowatość, skłonność do tworzenia twardych brył i małą zdolność odprowadzania wody. W budownictwie drogowym zaliczamy ją do grupy A — 6, posiadającą znaczną nieprzepuszczalność, zdolność komprymowania się i małą skłonność do tworzenia przełomów.

Zobaczmy teraz w jaki sposób glina powyższa zostaje zmeljorowana w rolnictwie i jakie z tego wypływają skutki dla dróg. Zwykle do gruntów takich rolnicy dodają wapna, używając przez to wzrost porowatości, przepuszczalności i włoskowatości, oraz lepszą zdolność odprowadzania wody. Wartość uprawna gruntu wzrasta więc znacznie. Jednocześnie zmniejsza się jego wartość drogowa, gdyż pod wpływem wilgoci zmienia on znacznie objętość, wykazując bardzo wielką skłonność do tworzenia przełomów. Można go zaliczyć jedynie do grupy A — 7.

Przy komprymowaniu podtorza gliniastego przez wałowanie należy uważać na stan wilgotności gruntu. Gdy materiał jest zbyt wysuszony kohezja jego spada znacznie, gdy natomiast jest zbyt wilgotny nie daje się zupełnie skomprymować.

Z powyższego wynika, że dokładne zaznajomienie się z rodzajem podtorza pod przyszłą drogę pozwala na dobranie odpowiedniego typu nawierzchni, oraz zastosowanie właściwych środków zapobiegawczych, które mogą, przy stosunkowo niskim nakładzie środków pieniężnych, tak dalece podnieść jakość podtorza, że możliwość nieudania się budowy spada do minimum.

Środki te mogą być stosowane nietylko przy nawierzchniach betonowych, lecz również i makadamach, chroniąc je od przełomów wiosennych, rujnujących corocznie setki kilometrów naszych dróg.

Przy projektowaniu rodzaju nawierzchni należy zwrócić uwagę przede wszystkim na charakter ruchu, jakiemu ona będzie podlegała. Jest rzeczą powszechnie stwierdzoną, że wytrzymałość jezdni należy dobierać nie tyle ze względu na ilość ruchu, która to wielkość wpływa głównie na ścieranie nawierzchni i zmęczenie tworzywa, lecz raczej ze względu na ciężar jednostek ruchu i dynamiczne oddziaływanie tychże na nawierzchnię. Okazało się przytem, że miarodajne są w tym względzie *pojazdy najcięższe*.

Działanie dynamiczne kół pojazdów zależy od szybkości jazdy, wielkości nierówności jezdni, siły hamowania, typu koła i obręczy oraz od ciężaru resorowanej i nieresorowanej części pojazdu. Doświadczenia robione w tym kierunku w laboratorium drogowym w Arlington wykazały, że 2-tonnowy samochód ciężarowy na zniszczonych, pełnych obręczach, uderzając przy szybkości 20 km na godzinę o przeszkodę wysokości 2 $\frac{1}{2}$ cm, wywiera nacisk dynamiczny na jezdnię równy siedmiokrotnemu naciskowi statycznemu. W tych samych warunkach wywiera nowa obręcz masywna nacisk dynamiczny równy 3,8-krotnemu naciskowi statycznemu, obręcz półpełna 2,4-krotnemu, zaś obręcz pneumatyczna 1,5-krotnemu naciskowi statycznemu.

Dzięki stosunkowo szybkiemu wypieraniu obręczy pełnych przez pneumatyczne liczy się obecnie, że nacisk dynamiczny jest równy 1,2 — 2-o krotnemu naciskowi statycznemu zależnie od stopnia nierówności nawierzchni. Jednocześnie dolicza się 45% nacisku statycznego celem zapobieżenia występowaniu skutków zmęczenia tworzywa. Ostatnie to założenie ma szczególne znaczenie przy projektowaniu jezdni betonowych. W wypadku zastosowania nawierzchni bitumicznych przyjmuje się za nośną część jezdni tylko podłoże ponieważ nawierzchnia bitumiczna jako taka sama obciążenia znieść nie może. Wchodzi tu w grę jedynie jej elastyczność, która łagodzi uderzenia dynamiczne.

Przed racjonalnem zaprojektowaniem nawierzchni jest rzeczą konieczną zapoznać się dokładnie z charakterem podtorza, gdyż każde z nich wymaga nieco odmiennego traktowania. Gdy nawierzchnia ma być ułożona na świeżym nasypie jest rzeczą bardzo ważną, by nasyp ten był fachowo wykonany.

W wypadku gleby piaszczystej i żwirowej wystarcza zwykle ubijanie w warstwach. Przy ilach przepuszczalnych i lżejszych glinach ubijanie powinno być staranniejsze, warstwami nie grubszymi od 15 — 20 cm. Gdy mamy do czynienia z ciężkimi glinami oprócz ubijania, stosuje się dodawanie gruboziarnistego materiału oraz piasku, by ułatwić odsączenie wody. Jeżeli przy układaniu płyty betonowej zachodzi obawa osiadania gruntu na przestrzeniach, gdzie zostały przeprowadzone przewody podziemne, należy w tem miejscu wykształcić płytę jako belkę, która może znosić obciążenie, nie opierając się całą długością na podłożu.

Nawierzchnie elastyczne nie działają jak płyty, które przeciwdziałają siłom skupionym, pracując li tylko na ścinanie wzgl. nawet zginanie. Służą one raczej do przekazywania sił skupionych na większą powierzchnię podtorza, chroniąc je jednocześnie od ścierającego działania ruchu, do czego nie jest ono przeważnie przystosowane. Jednocześnie, posiadając pewną szczelność i odpowiedni profil powodują one częściowe oddziaływanie opadów atmosferycznych na boki drogi, chroniąc podtorze w pewnym stopniu przed rozmiękaniem. Konstrukcją nośną drogi jest właściwe podtorze i od jakości tegoż zależy jakim ciężarem można je obciążyć. Grubość i wytrzymałość jezdni musi być tak dobrana, by obciążenie jednostkowe gruntu przez nią przekazywane nie przekraczało dopuszczalnych granic. Rzeczą odpowiedniego przygotowania podtorza jest, przystawanie tegoż do znoszenia pewnego minimalnego obciążenia jednostkowego, wziętego za podstawę do obliczenia wytrzymałości jezdni, przy wszelkich warunkach atmosferycznych. Osiąga się to przez zapewnienie odpowiedniego odwodnienia oraz zmianę stosunku uziarnienia podtorza. Ulepszenie własności podtorza zwykle wypada taniej, niż pogrubianie samej jezdni.

Drogi żwirowe znoszą ruch lekki, a nawet i średni, zależnie od podtorza na którym spoczywają. Podtorze piaszczyste, piaszczysto-żwirowe, piaszczysto-gliniaste, jakoteż ily przepuszczalne i lżejsze gliny dają dobre podtorze pod drogi żwirowe. Jest przytem rzeczą oczywistą, że ily i gliny — tylko wtedy, jeżeli leżą dostatecznie wysoko ponad poziom wód gruntowych.

Szczególną zaletą nawierzchni żwirowych jest to, że poddając się pod obciążeniem, powodują znaczne skomprimowanie podtorza. Pod wpływem obciążenia zachodzi jednocześnie wciskanie się ziarn żwiru w słabsze miejsca podtorza, przez co ulega ono wzmocnieniu — ulepszeniu.

Nieodzownym warunkiem dla nawierzchni żwirowych, jak zresztą i dla wszelkich innych elastycznych, jest dobre odwodnienie.

Makadamy zwykle posiadają wielkie podobieństwo do dróg żwirowych. Wymagają podtorza o znacznej wytrzymałości, pozbawionego zdolności odkształceń elastycznych.

Nawierzchnie makadamowe mogą być budowane ekonomicznie na następujących podtorzach:

1) Na piaskach gruboziarnistych jak również zawierających żwir.

2) Na lżejszych glinach, piaskach gliniastych z zastosowaniem odpowiedniego odwodnienia.

3) Na zwartych iłach, które wykazują zjawisko włoskowatości w znacznym stopniu i tworzą wysadziny pod wpływem mrozu, można układać makadamy tylko przy *bardzo skrupulatnem odwodnieniu* z zastosowaniem *grubej warstwy tłuczniowej*. W tych wypadkach bardzo dobre wyniki daje domieszka piasku do podtorza, jak również powleczenie podtorza warstwą bitumiczną. Stosują tu również i podsypkę piaskową. Ma ona za zadanie:

a) ułatwienie odpływu wody, która przenikła przez nawierzchnię,

b) przeciwdziałanie przenikaniu cząstek podtorza w pory nawierzchni,

c) przerwanie włoskowatego wznoszenia się wody gruntowej w głąb nawierzchni.

Gdy dobre odwodnienie jest niemożliwe do uzyskania, nawierzchnia makadamowa nie da dobrych rezultatów.

4) Na iłach wykazujących odkształcenia sprężyste oraz na bardzo drobnych piaskach, nawierzchnie makadamowe są trudne do uwalowania i wymagają znacznej grubości warstwy, jakoteż bardzo skrupulatnego odwodnienia. W wypadkach iłów elastycznych lepiej jest zaczekać z budową nawierzchni maka-

damowej stosując nawierzchnię żwirową aż własności sprężyste znikną z czasem pod wpływem ruchu.

5) Na jednolitych iłach nieprzepuszczalnych budowa makadamu wymaga grubej warstwy tłucznia i podsypki piaskowej wzgl. izolującej powłoki bitumicznej. To samo odnosi się do glin przepuszczalnych. Grubość podsypki piaskowej waha się od 10 — 15 cm, wyjątkowo zaś przy gruntach ciężkich i bardzo ciężkim ruchu dochodzi do 20 a nawet 30 cm.

6) Na gruntach torfiastych i bagnistych nie można budować makadamów, bez uprzedniej stabilizacji podtorza.

7) Na skalistych podtorzach należy rozesać warstwę piasku przed ułożeniem jezdni. Warstwa ta przez swą elastyczność zapobiega miażdżeniu się materiału kamiennego, który w przeciwnym wypadku leżałby na skale jak na kowadle. O ile grunt nie jest łatwo przepuszczalny ekonomiczny okazał się makadam jedynie na podłożu kamiennym z podsypką piaskową.

Przy podłożu przepuszczalnym i ciężkim ruchu podłoże kamienne jest nieodzowną częścią jezdni makadamowej. Ponieważ obecnie prawie na każdej drodze można spodziewać się ruchu ciężkich pojazdów, stosowanie podłoża kamiennego staje się koniecznym na wszystkich drogach makadamowych.

Makadamy bitumiczne, podobnie jak makadamy zwykle, wymagają statecznego i wytrzymałego podtorza. Jeżeli podtorze nie posiada bardzo wysokiej wytrzymałości daje się pod makadam bitumiczny warstwę żwiru, tłucznia, lub tłuczonej szlaki. Makadamy bitumiczne dają doskonałe wyniki jako podłoże, pod nawierzchnie ciężkie jednakże tylko na statecznym i dobrze odwodnionym podtorzu.

Podłoża betonowe są bardzo rozpowszechnione w miastach amerykańskich, skąd prawie że wyparły wszelkie inne typy. Podłoże betonowe, jak i każde inne, ma za zadanie rozłożenie obciążenia skupionego na taką powierzchnię podtorza, by obciążenie jednostkowe tego ostatniego zawierało się w dopuszczalnych granicach. Ze względów ekonomicznych wymaga się od podłoża pewnej określonej liczby lat służby. Z tego powodu musi ono posiadać następujące własności:

a) Kohezję i tarcie wewnętrzne dostateczne do pracy jako płyta, posiadająca przytem pewne własności belki.

(Własności te nadaje betonowi zawarty w nim cement),

b) Grubość dostateczną przy danych warunkach podtorza do przenoszenia naprężeń tnących i zginających.

c) Szczelność, zapobiegająca przedostawaniu się wilgoci z podtorza do wnętrza betonu, (Podłoża nieszczelne cierpią z powodu: chemicznego działania wody gruntowej na beton, działania mrozu na przesiąkniętą wilgocią płytę, oraz wymywającego działania wody).

d) Nie posiadać szerokich pęknięć, które powodują.

α) Przenikanie wody przez podłożę do nawierzchni,

β) Usuwanie się podsypki piaskowej z pod kostki, lub klinkieru,

γ) Pęknięcia w samej nawierzchni,

δ) Powstawanie drobnych ułamków płyt, z kolei kruszących się pod wpływem ruchu.

Płyta betonowa uważana jest zwykle za płytę sztywną, tak jednakże nie jest, okazuje się bowiem, że daje ona pewne ugięcia sprężyste pod wpływem obciążenia. Jeżeli więc szerokość płyty betonowej wynosi 6, lub więcej metrów, podtorze zaś nie posiada jednolitej wytrzymałości, powstawanie pęknięć podłużnych jest nieuniknione. W wypadku tem nie pomoże pogrubianie płyty, ani też zwiększanie jej wytrzymałości. Dla zapewnienia płycie betonowej należytych warunków pracy należy:

1) Nadać podtorzu należytą wytrzymałość i jednostajność.

2) Nadać płycie odpowiednią grubość i wytrzymałość dla uniknięcia odłamывania się naroży.

3) Zapobiec powstawaniu pęknięć przez umiejętne zastosowanie szwów.

4) Uzbroić płytę tak, by, po powstaniu ewentualnych pęknięć, utworzone przytem części płyty nie mogły się przesuwać względem siebie.

W miejscach, gdzie spotykają dwa pęknięcia, lub pęknięcie ze szwem, powstają t. zw. „naroża”, które pod wpływem ruchu w połączeniu ze słabem podtorzem, odłamują się. Obok odłamanego naroża powstają dwa nowe. Proces ten posuwa się coraz dalej i w ten sposób cała płyta może ulec połamaniu na drobne części, co powoduje często jej zupełne zniszczenie, w każdym zaś razie — podwyższone koszty utrzymania.

Pęknięcia powstać mogą w płycie betonowej również bez udziału ruchu, jedynie pod wpływem naprężeń wewnętrznych. Naprężenia te powstają pod wpływem:

1) Skurczu świeżego betonu, któremu opiera się tarcie o podtorze.

2) Zmian temperatury i wilgotności, wywołujących z kolei zmiany w objętości samego betonu.

Jezeli się zważy, że naprężenia wewnętrzne częstokroć sumują się z naprężeniami powstałymi od obciążenia, staje się jasnym jaki wpływ wywierają one na powstawanie pęknięć.

Badania wykazały, że każde z późniejszych pęknięć tworzy się w postaci mikroskopijnej szczeliny już w okresie wiązania betonu. Zakładając współczynnik tarcia płyty betonowej o podtorze równy 2 i długość płyty równa 15 mb. otrzymuje się wartość naprężenia rozciągającego w płycie około $3,5 \text{ kg/cm}^2$. Ponieważ beton świeży podobnego naprężenia znieść nie może, powstawanie pęknięć jest nieuniknione.

Im beton zawiera więcej cementu, tem większy jest jego skurcz i jego wytrzymałość. Okazało się w praktyce, że drogi betonowe o większej zawartości cementu pękają w większych odstępach, niż drogi o chudszej mieszance. Fakt ten tłumaczą w ten sposób, że beton tłusty wytrzymuje większe naprężenia, niż chudszy. Pęknięcia występują więc rzadziej. Naogół w praktyce uzyskano dobre wyniki zarówno przy mieszankach chudszych jak i tłustszych. Stosowanie tej, czy innej mieszanki, zależy od warunków miejscowych. Gdy położenie drogi jest wilgotne i wystawiana jest ona na działanie niskich temperatur, zaleca się stosowanie mieszanki tłustszej, nieprzepuszczalnej dla wód.

Grubość płyty należy dobierać w stosunku do spodziewanego ciężaru ruchu. Im grubsza bowiem jest płyta, tem mniejsze naprężenia występują w jej skrajnych włóknach przy tem samym obciążeniu i charakterze podtorza. Grubość płyty natomiast nie wpływa na liczbę pęknięć spowodowanych zmianami temperatury, lub wilgotności w czasie twardnienia betonu. Tak więc na grubość płyty ma wpływ li tylko ciężar ruchu. Niepowodzenia przy budowie podłoża betonowego spowodowane wyłącznie zbyt małą grubością płyty należą zresztą do bardzo nielicznych.

Podłoże, na którym spoczywa płyta betonowa posiada pewną i to dość znaczną szorstkość, wywołującą opór przy ruchach płyty, spowodowanych zmianami temperatury i wilgotności. Zjawisko to jest niebezpieczne przy kurczeniu się betonu, które wywołuje naprężenia rozciągające w płycie. Z chwilą gdy naprężenie przekroczy granicę wytrzymałości płyty, następuje pęknięcie tejże w kierunku poprzecznym.

Beton świeżo ułożony posiada w pierwszym okresie swego istnienia bardzo małą wytrzymałość, jest jednak narażony na te same zmiany temperatury i wilgotności co i beton stężący. Z chwilą ułożenia świeżego betonu następuje w nim proces kurczenia się. Płyta dąży do zbliżenia swych końców, siła tarcia o podłoże opiera się temu, w wyniku powstaje pęknięcie betonu. Jest ono zrazu niewidoczne, w miarę jednakże dalszego skurczu występuje jako pęknięcie widoczne.

W wypadku zastosowania uzbrojenia płyty, pęknięcia poprzeczne powstają w tych samych prawie odstępach. Zawartość bowiem zbrojenia, która może być dopuszczona ze względu na ekonomiczność budowli, jest niewystarczająca dla zwiększenia odległości pomiędzy swobodnym końcem płyty, a pierwszym pęknięciem. Tem niemniej jednak obecność żelaza zapobiega „otwieraniu” się pęknięć, utrzymuje je w dalszym ciągu w postaci mikroskopijnych szczelin, zapobiegając niepożądanemu ze wszech miar „pękaniu” płyt. Natężenie rozciągające przenosi się poprzez pęknięcia przy pomocy prętów zbrojenia na następną płytę. Ta, przechodząc identyczny proces kurczenia się, tworzy również pęknięcia, któremu zbrojenie nie pozwala otworzyć się. Zjawisko to w dalszym ciągu przenosi się na coraz dalsze płyty, aż do chwili, gdy naprężenie przekroczy wytrzymałość żelaza. Następuje wtedy pęknięcie otwarte. W miejscu tem należy przewidzieć szew kontrakcyjny.

Potrzeba stosowania szwów kontrakcyjnych zależy w znacznym stopniu od warunków miejscowych. Jeżeli bowiem podłoże jest dość wytrzymałe i jednolite, płyta zaś dostatecznie gruba, tworzenie się wązkich szczelin nie grozi niebezpieczeństwem. W wypadku przeciwnym następuje ukruszanie brzegów pęknięć pod wpływem obciążania ruchem. Sytuacja po-

garaża się znacznie jeżeli dwa pęknięcia spotkają się pod kątem, tworząc tak zwane naroże.

Przy rozszerzaniu się płyty występują w niej natężenia ściskające. Dla zapobieżenia temu zjawisku stosuje się t. zw. szwy dylatacyjne. Szwy kontrakcyjne muszą być z natury rzeczy jak najwęższe, szwy dylatacyjne posiadają pewną szerokość. potrzebną ze względu na długość płyty i są zwykle wypełnione materiałem plastycznym. Materiały te jednakże wykazują cały szereg niedogodności: przy rozszerzaniu się płyty zostają wypychane nazewnątrz, powodując nierówności jezdni, przy kurczeniu się płyty nie wypełniają natychmiast spoin, lecz pozwalają na przenikanie ciał obcych do wewnątrz tychże, wkońcu zostawiając szwy otwarte pozwalają na wydostawanie się podsypki nazewnątrz, co niejednokrotnie było powodem zniszczenia nawierzchni.

Najnowsze próby w tym kierunku wprowadzają materiały elastyczne, zamiast plastycznych, w rodzaju gumy, spreparowanej w specjalny sposób, nadający jej gąbczastą konsystencję.

Pęknięcia podłużne występują w jezdni betonowej częściej, niż w płycie betonowej, użytej jako podłoże. Tłumaczy się to tem, że na skutek różnicy temperatur pomiędzy górnem i dolnem włóknem płyty, następują w niej naprężenia wewnętrzne. Różnice te z natury rzeczy są większe w jezdniach betonowych, niż podłożach betonowych.

Do naprężeń od temperatury przyłącza się wpływ obciążenia ruchem, niejednokrotnie zaś i nierównomierna wytrzymałość podtorza, wywołując pęknięcia podłużne.

Zapobiega się tworzeniu pęknięć podłużnych przez podzielenie jezdni szwami podłużnymi na pasy o szerokości około 3 m. Szwy podłużne należy jednakże tak wykształcić, by zapobiec pionowemu przesuwaniu się płyt względem siebie.

Rodzaj podtorza wpływa w znacznym stopniu na grubość projektowanej płyty betonowej, która waha się od 15—23 cm.

Z powyższych rozważań widać, jak skomplikowaną rzeczą jest sprawa zaprojektowania odpowiedniej jezdni i od jak wielu przyczyn może zależeć powodzenie, lub niepowodzenie budowy. Jedna rzecz staje się przytem jasną, że odpowiednie przygotowanie podtorza i zastosowanie silnego podłoża stano-

wią o trwałości nawierzchni. Zdarzało się nierzadko, i wypadki te zachodzą do dziś jeszcze, że w razie przedwczesnego zniszczenia nawierzchni, poszukuje się przyczyn tylko w niej samej i wynajduje się najrozmaitsze usterki, które nie mogłyby nawet spowodować uszkodzenia nawierzchni. W rzeczywistości zaś błąd został częstokroć popełniony przy budowie podtorza, lub podłoża i w wielu wypadkach ulega przeoczeniu.

Bibliografia:

Proceedings of the Ninth Annual Meeting of the Highway Research Board 1930.

Convention Proceedings American Road Builders Ass. 1931.

Public Roads, Vol. 7, No. 4, June 1926.

Public Roads, Vol. 6, No. 6.

Public Roads, Vol. 10, No. 3 May, 1929.

INŻ. JÓZEF FRANCOS.

ROBOTY DROGOWE JAKO ŚRODEK ZWALCZANIA BEZROBOCIA.

Największa klęska dzisiejszych czasów — to bezrobocie. Miljony ludzi pozbawionych warsztatów pracy i zdanych na ofiarność społeczeństwa i pomoc Rządu, olbrzymie rzesze młodych ludzi, którzy nie wiedzą wogóle, co to jest praca, tysiące ludzi, którzy w czasie studjów borykali się z przeciwnościami losu i, którzy ukończywszy studja blakają się jako ludzie niepotrzebni z niewiarą we własne siły i z żalem do każdego i do wszystkich — oto obraz dzisiejszego społeczeństwa każdego niemal państwa europejskiego.

Myśl złagodzenia, zwalczenia i usunięcia dotychczasowego bezrobocia zajmuje odpowiedzialne czynniki każdego państwa, zaprzęta umysły wszystkich ludzi myślących i ludzi dobrej woli, którzy starają się wytraconą równowagę w układzie poszczególnych warstw społecznych przywrócić z powrotem do równowagi.

Jakie drogi prowadzą do tego celu?

Najprostszym rozwiązaniem kwestji bezrobocia wydaje mi się uruchomienie tych wszystkich warsztatów pracy, które

stworzyły te niezliczone rzesze bezrobotnych i, które to warsztaty jeszcze niedawno, bo przed 4, czy 5 laty absorbowwały tyle rąk roboczych, że zabrakło sił męskich i musiano brać kobiety do pracy, które to warsztaty musiały tyle produkować, że nie wystarczały siły ludzkie w połączeniu ze starymi maszynami i, ażeby podążyć zapotrzebowaniu musiano zagranicą i u nas jeszcze przed 5 laty powiększyć tempo produkcji przez rozbudowę fabryk, zastosowanie coraz doskonalszych maszyn roboczych oraz wykorzystanie pracy ludzkiej do maksimum przez zastosowanie naukowej organizacji pracy. Nagle to wszystko przysło, warsztaty zostały unieruchomione, a ludzie znaleźli się na bruku.

Uruchomienie z powrotem tych warsztatów pracy, byłoby logicznem i najprostszem rozwiązaniem kwestji bezrobocia. Obserwując przejawy życia gospodarczego zagranicą i u nas, widzimy, że myśl ta znajduje coraz więcej zwolenników. W Ameryce prezydent Roosevelt stosując swoje „kodeksy pracy” uruchamia fabryki i w ciągu $\frac{1}{2}$ roku zmniejszył ilość bezrobotnych o 2 miliony. Tak samo i w Niemczech widzimy, że ciężki przemysł pracuje z każdym dniem intensywniej, zmniejszając ilość bezrobotnych. I nasz Rząd przystępując do obniżki cen produktów przemysłowych, celem zmniejszenia rozpiętości cen produktów przemysłowych i rolniczych, ma na oku zwiększenie konsumpcji ludności rolniczej, która stanowi przeszło 70% całej ludności, a tem samem i zwiększenie produkcji przemysłowej. Tylko u nas dzieje się to nie w drodze drakońskich zarządzeń, „trustu mózgów”, przeciw trustom przemysłu, jak w Ameryce, jeno, jako pos. Miedziński podczas dyskusji budżetowej się wyraził, „w drodze perswazji” oraz w drodze sądów kartelowych. Droga celowego uruchomienia warsztatów prowadzi do rozwiązania kwestji bezrobocia, ale równocześnie wszyscy zdają sobie sprawę, że mimo nawet najsurowszych dekretów nie będzie można w drodze ustawodawczej, ani w drodze porozumienia w najbliższym czasie uruchomić wszystkich zakładów przemysłowych, które dały olbrzymie rzesze bezrobotnych i dlatego też wszystkie państwa stosują równolegle wypróbowany od lat, drugi środek zwalczania bezrobocia, tj. wielkie roboty publiczne. Mussolini osusza bagna pontyjskie i zamienia je w żyzne pola pszeniczne oraz buduje wzorowe

autostrady. Na roboty publiczne, obejmujące w pierwszym rzędzie budowę dróg kołowych, żelaznych i wodnych, rząd włoski od r. 1922 do końca października 1932 wydał kwotę 15½ miljarða lirów. Roosevelt stwarza miliardowy kredyt w celu uruchomienia robót publicznych. W Czechosłowacji państw. fundusz drogowy, stworzony w r. 1927 wydał w ciągu 4 lat, tj. do końca r. 1931 1.529 milionów Kč na przebudowę 4190 km dróg państwowych oraz 350 milionów Kč na budowę 2500 km dróg samorządowych. Oprócz tego przewiduje Czechosłowacki fundusz drogowy przebudowę 4000 km dróg państwowych kosztem 1.500 milionów Kč i poprawę 12 000 km dróg samorządowych kosztem 1.500 milionów Kč. Niemcy rozbudowują swoją sieć kolejową, utrwalają drogi, rozbudowują porty handlowe, a ostatnio rząd niemiecki wystąpił z projektem budowy 4800 km autostrad i na ten cel przeznaczył na rok 1933 50 milionów mk, tj. przeszło 100 milionów złotych. I u nas nie brak wysiłków w tym kierunku. Mościce i Gdynia są świadectwem zdolności i tężyzny narodu, który potrafił w ciągu 3 lat wielkie te dzieła urzeczywistnić. Tak samo i wykonane projekty osuszenia Polesia, elektryfikacji węzła warszawskiego, projekty ulepszenia dróg kołowych i budowa dróg wodnych, znalazły uznanie Biura Pracy Ligi Narodów. Wedle danych inż. Konopki, delegata Min. Rob. Publ. do Komitetu Studjów Rob. Publ. w Genewie, przedłożone przez Polskę projekty robót publicznych opiewały na kwotę 1.789 milionów franków szwajcarskich. Obecnie rozchodzi się o to, aby projektowane roboty zostały odpowiednio uporządkowane wedle kolejności oraz urzeczywistnione. Stworzony przed kilku laty fundusz drogowy miał na oku utrwalenie głównych arteryj drogowych oraz budowę najpilniejszych dróg i mostów kosztem 80 milionów złotych rocznie, ale nie miał na ten cel kredytów, gdyż *społeczeństwo nie zrozumiało doniosłości sprawy drogowej i zamiast wyczerzyć wszystkie siły dla urzeczywistnienia i rozbudowy tego projektu, utraciło sprawę dobrą*. Pozytywnymi wynikami mogą się poszczycić fundusz bezrobocia i komitety pomocy bezrobotnym, które to instytucje np. w województwie krakowskiem wydały na roboty publiczne w czasie od 15/11 1932 do 1/4 1933 r. kwotę 215,857 złotych zatrudniając przytem 6184 robotników. Akcję na wielką skalę zamierza Rząd obecnie podjąć przy pomocy stworzonego przez

siebie funduszu pracy przeznaczając na rok 1934/5 kwotę 60 milionów złotych na roboty publiczne. Ostatnio Dyrektor Funduszu Pracy pos. Madejski rzucił hasło, by zamiast dużej ilości drobnych, a bardzo różnorodnych robót o wartości lokalnej, program funduszu pracy na rok 1934/5 i lata następne obejmował tylko kilka inwestycji o znaczeniu ogólnogospodarczym i państwowem. Roboty zaś o znaczeniu lokalnym jak wodociągi, kanalizacja miast i t. d. mają być wykonane z funduszu inwestycyjnego.

Hasło to musi być podjęte przez wszystkie warstwy społeczeństwa, a zadaniem odpowiedzialnych czynników będzie uzgodnić program tych robót publicznych, któreby należało w obrębie całego państwa przeprowadzić.

I tu nasuwa się pytanie, jakie roboty należy przeprowadzić i gdzie?

Oto należy przeprowadzić wielkie roboty publiczne tam, gdzie istnieje największe natężenie bezrobocia oraz należy w pierwszym rzędzie prowadzić takie roboty o znaczeniu ogólnogospodarczym i państwowem, które umożliwiają zatrudnienie jak największej ilości bezrobotnych, a więc roboty, przy których robocizna odgrywa główną rolę. Do takich robót w pierwszym rzędzie należą roboty drogowe. Podczas, gdy koszty robocizny, przy budowie wodociągów dochodzą do 30%, a przy kanalizacji 45% ogólnych kosztów budowy, to przy budowie dróg koszty robocizny przekraczają 50% ogólnych kosztów, a w powiatach, które posiadają kamień do budowy dróg i, gdzie materiały przygotowuje się we własnym zarządzie, koszt robocizny przy budowie dróg przekracza 70% ogólnych kosztów budowy.

Podkreślam ten moment, gdyż u nas sprawa dróg kołowych jest niedoceniana, a w przeważnej części naszego społeczeństwa spotykamy się z oporem przy realizacji robót drogowych.

Z jednej strony spotykamy się z narzekaniami w prasie i na wszystkich zgromadzeniach na zły stan dróg, przyczem chętnie wskazuje się na znakomite drogi zagranicą, a gdy przychodzi do urzeczywistnienia programu drogowego napotyka się na niechęć ze strony wszystkich czynników. Zapomina się u nas, że nasze drogi są złe, gdyż są nieodpowiednio dotowane. Pod-

czas, gdy w roku 1928 wydano na utrzymanie 1 km dróg państwowych 1) w Niemczech 8 900 zł., 2) w Austrii 7 700 zł., 3) w Czechosłowacji 6 863 zł. — to w Polsce wydano w okresie najlepszej konjunktury 2 184 zł. na 1 km drogi państwowej, a obecnie wydatek ten wynosi zaledwie 200 — 300 zł.

U nas zapomina się, że nasza sieć drogowa jest niewystarczająca, jeśli się zważy, że Francja ma 9 razy, Belgja 7 razy, Niemcy 4 razy gęstsza sieć drogową jak Polska.

W państwach o słabo rozwiniętej sieci komunikacyjnej, jak u nas, zagadnienie drogowe jest poważne i wymaga wysiłku całego społeczeństwa, gdyż problem drogowy jest ważny ze względów gospodarczych i państwowych. I mimo to, że drogi nie są budowlami bezpośrednio rentownymi, zapewniającemi zwrotność włożonego kapitału, pomnażają one zasobność społeczeństwa, ożywiają stosunki gospodarcze oraz podnoszą zdolność bojową każdego narodu. Fundusz pracy zrozumiał doniosłość sprawy drogowej i objął swoim programem w pierwszym rządzie rozbudowę dróg, przeznaczając na rok 1934/5 z 60 milionów ogólnego budżetu robót publicznych, 18¹/₂ milj. na roboty drogowe, Z tych względów obok robót wodnych, a to obwałowania Wisły, regulacji Przemszy, robót około elektryfikacji kraju, fundusz pracy, podjął się urzeczywistnienia wielkich robót drogowych.

W jaki sposób należy sprawę tę urzeczywistnić i, jakich wytycznych należy się trzymać przy realizacji robót drogowych przy pomocy Funduszu Pracy i Funduszu Drogowego? Powiat chrzanowski, który od 3 lat prowadzi roboty drogowe przy pomocy funduszków na zwalczanie bezrobocia, doszedł w ciągu tego czasu do metod pracy, które możnaby stosować w szerszym zakresie.

Wytyczne te są: 1) *Roboty o trwałej wartości.*

Roboty publiczne wykonywane przy pomocy Funduszu Pracy i Funduszu Drogowego muszą mieć charakter robót o trwałej wartości i muszą to być roboty celowe ważne ze względów gospodarczych i państwowych. Nie mogą być to roboty pomniejsze, jak zgartywanie błota, ścinanie bankietów, gdyż w tym wypadku nie rozchodzi się tylko o zatrudnienie bezrobotnych, lecz o wykonanie robót, które powiększają bogactwo państwa i zachęcają społeczeństwo do dalszych ofiar

i świadczeń na rzecz powyższych funduszków. Do takich robót należy zaliczyć: a) budowę dróg ważnych ze względów państwowych, b) utrwalenie nawierzchni wszystkich głównych dróg państwowych, łączących główne ośrodki przemysłowe i turystyczne ze stolicą państwa i stolicami poszczególnych województw, c) budowy nowych dróg łącznikowych między Małopolską a Kongresówką, a to celem gospodarczego i kulturalnego zespolenia tych dzielnic. Hasło to, które wysunął i urzeczywistnia powiat chrzanowski powinno być rozszerzone na wszystkie inne zainteresowane powiaty.

2) *Racjonalne wykorzystanie subwencji i praca akordowa.*

Powiat chrzanowski starając się racjonalnie wykorzystać przydzielone subwencje rzucił przed dwoma laty hasło odrobienia wszelkich świadczeń w gotówce i naturze udzielonych przez Fundusz Bezrobocia i Fundusz Pracy.

W powiecie chrzanowskim nie rozdaje się od dwóch lat żadnych prowiantów za darmo, nie udziela się żadnych zapomóg, lecz każde świadczenie musi być odrobione.

Zarządzenie to powoduje, że do robót zgłaszają się jedynie robotnicy najbiedniejsi, zasługujący na wsparcie przez przydział pracy przy robotach publicznych.

Powtórę stosuje się przy robotach tych drogowych system akordowy bezwzględny lub czasowy.

W ostatnim wypadku musi każdy robotnik w ciągu dnia przydzieloną mu robotę wykonać.

Wykona robotnik wyznaczoną mu robotę wcześniej to wcześniej odchodzi z pracy, przyczem jednakowoż roboty są tak wyznaczone, że efekt pracy jest zadowalniający.

Na chwałę naszego robotnika należy wspomnieć, że robotnik rozumie, iż na Fundusz Bezrobocia i Fundusz Pracy składa się całe społeczeństwo i, że ono ma prawo żądania, aby fundusze te nie zostały zmarnowane, lecz, by powstały dzieła o trwałej wartości, służące całemu społeczeństwu.

3) *Urzeczywistnienie programu drogowego etapami!*

Realizacja programu drogowego wymaga pracy kilku a nawet kilkunastu lat.

Przy takim ogromie pracy chodzi o planowy rozdział robót na poszczególne okresy.

Zachowując umiar w przeprowadzaniu robót należy je uskuteczniać etapami, z których jednak każdy etap dla siebie ma stanowić zamkniętą całość.

4) *Organizacja sił twórczych całego społeczeństwa!*

Wielkie roboty drogowe o trwałej wartości nie dadzą się przeprowadzić w ramach jednego funduszu, ale w drodze organizacji i zespolenia wszystkich sił twórczych społeczeństwa, wobec tego winien wyjść apel do całego społeczeństwa, aby zerwało z dotychczasowymi metodami naigrywania i równoczesnego lekceważenia sobie sprawy drogowej, gryż rozchodzi się tu o sprawę państwową pierwszej wagi.

Na projektowaną przez Niemcy budowę 4800 km autostrad, — które obejmują miasta Hanzeatyczne opasują Zagłębie Westfalskie i Górnośląskie i zdążają ku Francji i ku Polsce, — odpowiedzieli Francuzi budową 6000 km takich autostrad.

I u nas należałoby się odpowiednio ustosunkować do tego projektu rządu niemieckiego.

Zapoczątkowaną współpracę Funduszu Pracy z Funduszem Drogowym należy rozbudować przez pociągnięcie do współpracy wszystkich czynników interesowanych, jak samorządy i wielki przemysł.

Dochody Funduszu Drogowego należy powiększyć przez kompensatę zaległych podatków w naturze, następnie przez pociągnięcie do świadczeń wszystkich posiadaczy koni oraz przez rozbudowę szarwarku.

Ponadto wszelkie wysiłki poszczególnych samorządów oraz wielkiego przemysłu w kierunku zwalczania bezrobocia przez roboty drogowe winne znaleźć jak najdalsze poparcie czynników miarodajnych.

5) *Zespoły pracy:*

Roboty drogowe nadają się do zorganizowania zespołów pracy z młodzieży rekrutującej się z okolic, dotkniętych bezrobociem.

Młodzież ta, która dotychczas nie zaznała błogosławieństwa pracy, powinna być skierowana do robót drogowych w okolicach rolniczych, gdzie wyżywienie młodych ludzi da się łat-

wo uskutecznić i gdzie często należy wykonać roboty drogowe, ważne ze względów państwowych.

6) *Oparcie się o własny kapitał:*

Przy wielkich robotach publicznych należy się oprzeć o własny krajowy kapitał a nie obcy, który w wielu wypadkach przychodzi do nas, gdy ma zapewniony lichwiarski zysk. Gdy przyjrzymy się robotom wodociągowym wykonanym przez Ullena, to widzimy potwierdzenie powyższej tezy.

Rozumie się, że przy zwalczaniu bezrobocia przez roboty drogowe *nie rozchodzi się o wyrugowanie obcego kapitału lub robienie mu nawet najmniejszych trudności, jeno o spowodowanie obcego kapitału do solidnej kalkulacji.*

Rzucone przez obecny Rząd hasło oparcia się o własne siły finansowe winno stać się również wytyczną przy realizacji sprawy drogowej, a gdy hasło to przeniknie wszystkie warstwy społeczeństwa i, gdy każdy obywatel zrozumie ważność sprawy drogowej dla państwa, wtedy uda się przeprowadzić wielkie roboty drogowe, które przyczynią się do skutecznego zwalczania bezrobocia.

Reasumując powyższe można wysunąć następujące wnioski:

1) Zwalczanie bezrobocia może nastąpić przez sukcesywne uruchamianie warsztatów pracy, które stworzyły rzesze bezrobotnych, *oraz przez przeprowadzenie wielkich robót publicznych.*

2) Roboty publiczne należy przeprowadzać tam, gdzie istnieje największe nasilenie bezrobocia oraz wykonywać takie roboty, przy których robocizna odgrywa główną rolę.

Do takich robót należy zaliczyć w pierwszym rzędzie budowę i przebudowę dróg państwowych.

3) Roboty publiczne o charakterze ogólnogospodarczym i państwowym jak budowa dróg kołowych należy przeprowadzać przy pomocy subwencji i dotacji Państwowego Funduszu Drogowego i Funduszu Pracy a nie przy pomocy pożyczek z tych funduszy.

4) Przy pomocy Funduszu Pracy i Funduszu Drogowego należy przeprowadzać tylko roboty drogowe celowe o trwałej wartości a do takich należy zaliczyć

- a) Budowę nowych dróg o znaczeniu państwowem.
- b) Utrwalenie najgłówniejszych dróg państwowych.
- c) Budowę dróg łączących były dzielnice a to celem gospodarczego i kulturalnego zespolenia byłych dzielnic.

5) Celem osiągnięcia najlepszego efektu pracy należy roboty drogowe przeprowadzać w drodze akordu, wskazując zajęтым robotnikom, że na Fundusz Pracy składa się całe społeczeństwo, które ma prawo żądania, aby grosz publiczny nie poszedł na marne.

6) Urzeczywistnienie programu drogowego winno nastąpić etapami, z których jednak każdy etap stanowi dla siebie zamkniętą całość.

7) Roboty drogowe, służące zwalczaniu bezrobocia winne być wykonane wspólnym wysiłkiem wszystkich stron interesowanych przy pomocy Funduszu Pracy i Funduszu Drogowego.

8) Do przeprowadzenia robót o znaczeniu ogólnogospodarczem i państwowem w okolicach, w których niema bezrobocia należy organizować zespoły pracy z robotników młodych rekrutujących się z okolic przemysłowych.

9) Roboty publiczne drogowe należy przeprowadzać własnymi środkami finansowymi przy zainteresowaniu samorządów i prywatnych firm krajowych.

Kapitał zagraniczny winien być użyty do tych robót o ile pracuje on na podstawie solidnej kalkulacji.

I POLSKI ZJAZD INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH.

Z inicjatywy Koła Inżynierów Dróg i Mostów przy Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie powstał pod przewodnictwem prof. Pszenickiego Komitet Organizacyjny I Polskiego Zjazdu Inżynierów Budowlanych. Zjazd ten ma na celu powołanie do życia centralnej reprezentacji polskich inżynierów budowlanych, celem obrony ich interesów w zakresie ustawodawstwa i określenia stosunku inżynierów budowlanych do szeregu zagadnień związanych z wykonywaniem ich zawodu. Zjazd projektowany jest na dzień 4 i 5 maja r. b. Adres Komitetu Organizacyjnego: Warszawa, ul. Czackiego 3/5.

PRZEGLĄD CZASOPISM TECHNICZNYCH.

(Grudzień 1933).

I. Zagadnienia finansowe, ekonomiczne i organizacyjne gospodarki drogowej.

1. Bulletin de L'association Internationale Permanente des Congres de la Route 22 Annee Nr. 90 — listopad — grudzień 1933 r. Prof. M. P. Le Gavrian. *Rozwój francuskiej sieci drogowej* (3 str. 2 tabl.).

Zasadniczo sieć głównych dróg obecnych odpowiada starym kierunkom rzymskich dróg w Galji. jak to widać ze starych map z drugiego wieku po Chrystusie.

Przed stu laty drogi królewskie wynosiły 34.000 km, mniej więcej tyleż było dróg departamentalnych.

Przed wojną 1870 r. długość dróg państwowych stanowiła 38.400 km, a w roku 1929 — 40 tys.

W 1930 roku ze względu na odciążenie budżetów komunalnych państwo zdecydowało wziąć na swoje utrzymanie drugie tyle dróg, doprowadzając w ten sposób swoją sieć do 80 kilom.

Drogi zaś drugorzędne zarządzane przez departamenty i komuny posiadają długość 530 tys. kilometrów.

Wydatek państwa na drogi w 1933 roku wynosił 1.240 milionów franków, a wydatek departamentów i gmin (wraz z subwencjami państwowymi) około 2 miliardów.

Ilość wehikulów o konnej trakcji we Francji obecnie jest mniej więcej taka sama jak w roku 1914. mianowicie około 1,600,000. Ilość pojazdów mechanicznych wynosiła:

w roku 1913	90,000
" 1920	230,000
" 1925	850,000
" 1928	1,400,000
" 1932	2,235,000

W skład ostatecznej cyfry wchodzi 435 tys samochodów ciężarowych i 500 tys. motocykli.

Statystyka przewozów (pasażerów i tonn towarów) prowadzona jest tylko na drogach państwowych.

Autor przytacza odnośne cyfry: (w milionach tonnokilometrów)!

Lata	1882	1903	1913	1921	1928
Roczny tonaż brutto	2,940	4,315	4,443	5,479	11,040
" " netto	1,480	1,790	1,923	2,237	2,752

Następne obliczenia zostaną dokonane w 1934 roku. (K).

2. Le Genie Civil, Nr. 25 — 16 grudnia 1933 roku. Inż. M. Peshaud. *Zagadnienie samochodu i kolei* (4 str.).

Autor zajmuje się zagadnieniem konkurencji pomiędzy transportami drogowymi a kolejowymi. Rail-Route, czyli sprawa, nad którą w ostatnich czasach wiele się dyskutuje.

Koleje wszędzie bądź stanowią własność państwa, bądź o ile są prywatną własnością, to jednak korzystają z państwowej gwarancji dochodowości; tak czy inaczej państwo więc jest bezpośrednio zainteresowane w ich rentowności. We Francji egzystuje w obiegu 1,700.000 samochodów, z czego około 500 tysięcy przemysłowych.

Podatki, opłacane przez samochody we Francji wyniosły w 1930—1931 roku 3.500 milionów, a przez koleje 4.200. Pozaatem w koleje włożony został olbrzymi fundusz inwestycyjny.

Na same utrzymanie kolei we Francji rocznie wydatkuje się olbrzymie sumy np w 1932 roku 2.300 milionów. Prócz bezpośrednich korzyści państwo korzysta jeszcze z rozmaitych dodatkowych usług ze strony kolei, usługi te rocznie można ocenić na 900 milionów franków.

Wreszcie zapomocą różniczkowania taryf państwo wywiera znaczny wpływ na ekonomiczny rozwój kraju.

W porównaniu z samochodem kolej znajduje się w cięższych warunkach jeszcze i wskutek tego, że podlega dużo bardziej ostrej odpowiedzialności za wypadki, jak również i przepisom regulaminu pracy.

Przy ocenianiu rezultatów konkurencji kolei i samochodów straty poniesione przez kolej dosyć jest trudno ściśle obliczyć; można przyjąć, że stanowią one około miljarða rocznie, czyli około 10% dochodu kolei brutto.

Koleje pod wpływem tej konkurencji wprowadziły szereg ulepszeń, a więc rozmaite ułatwienia w ruchu osobowym, znaczne przyspieszenia w ruchu towarowym, rozmaite specjalne taryfy, przewóz towarów ekspresem, zastosowały motorowe wagony pasażerskie przy małym ruchu i t. p.

Jednakże koleje były bardzo skrępowane rozmaitymi przepisami nie tylko ustawodawstwa wewnętrznego ale również i konwencją międzynarodową z 1921 roku. Dopiero ustawa francuska z 8 lipca 1933 roku umożliwiła kolejom zmianę warunków eksploatacji

Rzeczą konieczną jest doprowadzenie w najbliższej przyszłości do skoordynowania ruchu kolejowego z samochodowym. W tym kierunku poszły prace specjalnego komitetu, poczynając od 1932 roku, lecz dla zrealizowania tego rodzaju zamierzeń konieczną jest daleko idąca ingerencja państwa.

Komunikacja samochodowa we Francji szeroko rozwinięta, dytychczas jeszcze prawie wcale nie jest uregulowana tak co do trasy jak i co do godzin.

Najrozmaitsze inne państwa broniły swoich kolei w dużo intensywniejszy sposób.

Niemcy wprowadziły 6 paźdz. 1931 roku przymus koncesyjny dla komunikacji samochodowej jak również i dalekoidącą kontrolę, wprowadzając taryfę samochodową (w każdym razie minimalne pobory samochodowe nie mogą być niższymi od minimalnych kolejowych).

Równocześnie transport samochodowy podlega obowiązkowemu ubezpieczeniu.

Dążąc po linii koordynacji wzajemnej koleje związkowe utworzyły w 1933 roku afiliowane towarzystwo dla wybudowania 4.400 kilometrów autostrad kosztem 9 miliardów franków.

Koleje niemieckie ze swej strony wprowadziły najrozmaitsze ułatwienia i ulepszenia, równocześnie zawierając liczne porozumienia z pocztą i z prywatnymi przedsiębiorstwami samochodowymi, eksploatując w ten sposób 205 linii samochodowych ogólnej długości 4.600 km.

Trzeba pamiętać przytem, że koleje niemieckie posiadają taryfy dużo bardziej elastyczne od francuskich.

Austria wprowadziła w 1931 roku system koncesyjny dla ruchu samochodowego, przyczem pierwszeństwo posiadają samochody kolejowe i pocztowe.

Różnocześnie też samochodom mogą być narzucone taryfy przewozowe.

Koleje wprowadziły dalekoidące ulgi taryfowe, w wielu wypadkach dostarczając przesyłki do domu, specjalnie w promieniu 50 km około Wiednia.

Belgia zorganizowała system koncesyjny w 1932 roku oraz wydała wiele specjalnych ustaw regulujących ruch autobusów i przewóz zarobkowy towarów samochodami, obowiązując w szczególności do wprowadzenia przymusowego ubezpieczenia bez ograniczenia maksymalną sumą odszkodowania.

Praca szoferów została szczegółowo uregulowana.

W sierpniu 1932 roku wprowadzono specjalny 20-procentowy podatek od towarów, przewożonych drogą na odległość ponad 20 km.

Pamiętać należy, że w Belgii ustawa z 23 lipca 1926 roku ogromnie ułatwia kolejom stosowanie zniżek taryfowych.

Hiszpanja powołała w lipcu 1932 roku specjalną komisję, mającą na celu opracowanie projektu koordynacji tych dwóch środków przewozowych. Komisja ta projektuje wprowadzenie systemu koncesyjnego dla stałych transportów i uzyskiwanie zezwoleń dla pozostałych. Komisja projektuje wprowadzić rozmaite ułatwienia dla samochodów, które mają dowozić towary i pasażerów do kolei, lub też odwozić z kolei, a natomiaet zarządzić rozmaite utrudnienia dla przedsiębiorstw na liniach, konkurujących z koleją.

Koleje równocześnie powprowadzały najrozmaitsze ułatwienia.

Anglja posiada miljon turystycznych samochodów i 630 tysięcy motocykli, oraz 50 tysięcy ciężarówek zajmujących się fachowo dalekobieżnym przewozem towarów.

W 1928 roku została wydana specjalna ustawa, upoważniająca przedsiębiorstwa kolejowe do wprowadzenia ruchu samochodowego.

W 1930 roku ustawa wprowadziła regulamin samochodowych transportów.

W 1932 roku wprowadzono przymus koncesyjny nawet i w tym wypadku, gdy się przewozi tylko własne towary.

Koleje w Anglii stanowią własność prywatnych przedsiębiorstw, podlegając ustawie z 1921 roku, które bardzo ułatwia wprowadzanie zmian w taryfach.

Koleje w ostatnich latach wprowadziły bardzo dalekoidące ulepszenia, między innymi znacną ilość odcinków zelektryfikowały, a drobne stacje kolejowe zostały zamknięte dla ruchu pasażerskiego.

Wprowadzono mieszane kolejowo-samochodowe transporty.

Włochy: w 1929 roku zarząd kolei wprowadził swoje samochodowe

przedsiębiorstwo, które weszło w syndykat z innymi przedsiębiorstwami samochodowymi.

Koleje wprowadziły bardzo dalekoidące i liczne ulepszenia, a w tej liczbie ekspresowe przesyłki towarowe przewożone pasażerskimi pociągami. Taryfy kolejowe we Włoszech stosunkowo łatwo ulegają zmianom.

Szwajcaria ustawą z 1924 roku uprawniła pocztę do nadawania koncesji na ruch samochodowy z analogicznymi obowiązkami, jakie ciążyą na kolejach i na statkach.

W 1926 roku koleje związkowe utworzyły specjalne przedsiębiorstwo Suisse-Express dla pomocy transportowi kolejowemu.

W maju 1933 roku przedstawiciele przedsiębiorstw samochodowych i kolei opracowały specjalny projekt ugody, jako podstawę dla mającej być ogłoszonej ustawy o podziale przewozów towarowych i pasażerskich. Zasadniczo transporty do 30 kilometrów mają być pozostawione samochodom, a reszta została podzieloną w dosyć skomplikowany sposób; podobny projekt opracowała i francuska komisja 1932 roku.

Mniej więcej podobne środki zostały zastosowane w Portugalji, Czechosłowacji, Argentynie, Australji, Kanadzie i Stanach Zjednoczonych Ameryki Północnej. (K).

3. *Verkehrstechnik - Strassenbau und Strassenunterhaltung* Nr. 24—20 grudnia 1932 roku. *Administracyjne zarządzenia drogowe w Niemczech.*

30 listopada został utworzony nowy urząd Generalnego Inspektora dla niemieckich spraw drogowych (Strassenwesen).

Do jego kompetencji odniesiono budowę nowych autostrad i wogóle całą rozbudowę sieci drogowej.

Generalny Inspektor jest mianowany przez prezydenta Rzeszy Niemieckiej i podlega bezpośrednio kanclerzowi. W razie projektowania przezeń ustaw obowiązany on jest komunikować się z ministrem komunikacji.

Na stanowisko to mianowany został inż. dokt. Todt.

Dzięki temu zarządzeniu zjednoczono w jednym ręku politykę drogową, którą dotychczas kierowały nie tylko odrębne państwa, ale w sposób samodzielny nawet poszczególne gminy.

Generalny inspektor oświadczył prasie, że na wiosnę 1934 roku będzie już wykończone 1.200 kilometrów nowych autostrad, a w ciągu 6 lat ma być wybudowane do 7 tys. kilom. (K).

II. Doświadczalnictwo drogowe.

1. *Verkehrstechnik - Strassenbau und Strassenunterhaltung* Nr. 24—20 grudnia 1933 roku. *Drzewo w budowie nawierzchni drogowych* (2 str. + 5 fot. + 1 rys.).

Kostka drewniana przez jakiś czas obficie używana do nawierzchni ulic jeszcze ma bardzo szerokie zastosowanie w Londynie. W Berlinie nie stosuje się jej już prawie wcale ze względu na drożyznę. Pozostała ona tylko używaną do nawierzchni mostowej.

Ostatnio w Niemczech (na wzór prób dokonywanych w Danji w ciągu 8 lat) dokonano prób użycia tańszych okrągłaków drewnianych opałowych dla wyrobu drobnej kostki.

Nawierzchnię taką najczęściej układa się na starej szosie.

Niejednostajny przekrój okrągłaków jest dogodny z tego względu, że szpary między nierówną kostką są obficie zapełnione żwirem, dzięki czemu unika się szkodliwego bardzo wpływu rozszerzania się drzewa pod wpływem zmian temperatury i mrozów.

Nawierzchnię tę buduje się w ten sposób, że się układa obok siebie równo spiłowane kawałki okrągłaków, szpary zasypuje się obficie żwirem, a wszystko z góry zalewa się smołą.

Próby tego rodzaju urządzono w Turyngji z sosną, a pod Berlinem z jodłą.

Koniecznym jest uprzednie impregnowanie drzewa. Ważne jest następnie by żwir został bardzo silnie wciśnięty, aby dzięki temu wtłoczył się mocno w drzewo. Grubość smołowo-bitumicznej powłoki winna wynosić około 1 cm.

Ogromne znaczenie ma jakość podłoża, na starej szosie wystarcza grubość 8 centymetrów drzewa, a przy układaniu na ziemi konieczną jest grubość 15 centymetrów drzewa jako dolnej warstwy, poczem należy układać jeszcze górną warstwę drzewa grubości 10 cm, do dolnej używać należy mocniejszego drzewa.

Aby uzyskać dodatnie rezultaty należy często pokrywać nawierzchnię piaskiem i żwirem, aby wciskał się on we wszelkie powstające szpary.

Nawierzchnia taka jest bardzo mało śliska, gdyż około 70% jej stanowi drzewo a resztę żwir.

W Danji próby jak dotąd dały bardzo dodatni rezultat.

W Niemczech byłby to praktyczny sposób, gdyż 25% terytorjum zajmują lasy.

(K).

IV. Ogólne warunki techniczne projektowania i budowy dróg.

1. Bulletin de l'association Internationale Permanente des Congres de la Route. Nr. 90 listop. — grudz. 1933 r. Prof. Le G a v r i a n. *Koncepcja nowoczesnej drogi.* (4 str.).

Obecnie we Francji dużo się robi w celu dostosowania starych dróg do obecnych wymagań, w szczególności stworzenia bezpieczeństwa dla ruchu o znacznych szybkościach.

Po za miejscowościami zamieszkałymi szybkość pojazdów wagi do 3 tonn nie jest we Francji wcale ograniczoną, z tem jedynem zastrzeżeniem, że kierowca musi panować nad maszyną i mieć możność zatrzymać ją w razie niebezpieczeństwa.

Przekształcanie dróg odbywa się obecnie zgodnie z zasadami, skodyfikowanymi w rozporządzeniu ministerjalnem z 29 marca 1933 w myśl którego droga winna być jednolitą w trasie i profilu.

W związku z tem nie może być ani pochyłości ani promieni dużo odbiegających od normalnego wzniesienia czy od normalnego promienia zakrętu.

Największe spadki wynoszą 5%, a w górach — 8%, w wyjątkowych wypadkach — 10% minimalny promień łuku — 300 metrów; w wysokogórskich okolicach — 30 metrów, a w zupełnie wyjątkowych okolicznościach — 8 metrów.

Na zakrętach stosuje się podwyższenie zewnętrznej krawędzi o spadek poprzecznym 8%, co jest dużo więcej, aniżeli w sąsiednich państwach a w szczególności w Anglii.

Szerokość winna być regulowana w ten sposób, by na każdy sznur pojazdów liczyć po 3 metry; w wyjątkowych razach, gdy dwutorowa droga jest bardzo uczęszczana przez pojazdy, rozwijające znaczną szybkość należy stosować szerokość 7 metrów zamiast normalnych 6 metrów.

Jedynie w górach można się zadowolnić 5 metrami, odpowiednio zwiększając je na zakrętach w zależności od promienia.

Wypukłość jezdni musi być niewielką w zależności zresztą od charakteru nawierzchni. Instrukcja doradza stosunek: 70 (80) dla szosy, termakadamu i betonów bitumicznych oraz: 90 (100) dla betonu lub kostki kamiennej.

Pobocza drogi powinny być dosyć szerokie, by można było na nich układać materiały przy remoncie, oraz by można było zatrzymać tam pojazd dla naprawy. Pobocza te zwykle są od 5 do 10 cm wyższe od brzegu jezdni, a to w tym celu, by pojazd się nie ześlizgiwał z jezdni.

Na poboczach tych we Francji naogół stoją rzędy starych drzew; na drzewa te jednak bardzo się skarżą, gdy są zbyt blisko od jezdni: instrukcje nakazują więc w przyszłości nie sadzić nowych bliżej niż 5,50 metrów od osi jezdni.

Sygnalizacja drogowa obecnie jest ujednostajnioną zgodnie z Genewską Konwencją z 30 marca 1931 r.

Poza temi znakami drogi francuskie mają jeszcze specjalne ostrzeżenia: zakręty w postaci białej linii na pniach drzew przydrożnych, a w braku drzew—na specjalnie w tym celu ustawionych słupach, również na biało maluje się balustrady mostów, kanty chodników i t. p., a rozmaitemi kolorami na jezdni miejsca, które winny zajmować samochody, miejsca dla pieszych, kierunek zakrętu drogi i t. d.

Linje i znaki na jezdni jeszcze nie zostały znormalizowane, robi się rozmaite próby z farbą, goździami metalowymi i t. p. Kolor dla tych znaków stosuje się we Francji przeważnie żółty.

2. Bitumen. Nr. 10 — grudzień 1933 r. Dr. J. O b e r b a c h. *Nawierzchnia autostrad.* (6 str. + 9 fot.).

Budowa autostrad stanowi nowe zadanie w budownictwie drogowym. Przy tych konstrukcjach trzeba się liczyć po raz pierwszy w historii budowy dróg z zupełnym brakiem koni na jezdni i z najwyższą osiągalną szybkością pojazdów.

Wychodząc więc z tych założeń trzeba odpowiednio trasować kierunek drogi i jej zakręty oraz projektować nawierzchnię.

Najważniejszą rzeczą jest urządzenie całkowicie równego i, przytem, bardzo mocnego podłoża; dlatego więc nie tylko trzeba doskonale zdrenować

podłoże jezdni, ale ponadto całkowicie izolować to podłoże od możliwości jakiegokolwiek przenikania wilgoci na głębokości przemarzania gruntu.

Po dokładnem ubiciu ziemi, która ponadto powinna przeleżeć wystawiona na działania atmosferyczne najrozmaitszych pór roku, należy ułożyć żwir bądź też beton jako podłoże. Na takie podłoże specjalnie nadaje się żwir bądź tłuczeń, a to z tego względu, że przy ubijaniu tego rodzaju podłoża ziarna wciskają się w ziemię w miejscach, gdzie grunt jest słabszy.

Jeżeli podłoże jest układane ze żwiru, to rzeczą wskazaną jest wcisnąć w szpary pomiędzy tłuczniem czy też żwirem cement, który takie podłoże zwiąże.

Jeżeli podłoże układa się z betonu, to należy ułożyć warstwę betonu od 15 do 20 cm. grubości. Na tem podłożu układa się następnie cienką warstwę bitumu. Zamiast pojedynczej warstwy beton może być ułożony w dwóch warstwach. Konieczną rzeczą przy budowie autostrady jest zastosowanie nawierzchni jak najmniej śliskiej.

Brak koni na jezdni umożliwia używanie drobnego tłucznia do wykonania nawierzchni, gdyż ta ostatnia nie ściera się metalowymi obręczami kół konnych wozów, ani drobne ziarna tłucznia nie są wrywane podkowami końskimi. Ważną rzeczą jest by opony mknących prędko samochodów nie wrywały części nawierzchni, a więc koniecznem jest, by pod wpływem temperatury kamienne cząstki nie poddawały się rozluźnieniu, górna część nawierzchni nie potrzebuje być specjalnie wytrzymałą jak to ma miejsce w innych drogach.

Drobna kostka, która tak specjalnie dobrze nadaje się dla dróg o mieszanym ruchu, nie jest specjalnie pożądanym rodzajem nawierzchni dla autostrad gdyż powoduje więcej hałasu i wytwarza trochę wstrząsów; pozatem szybko przejeżdżające opony wrywają piasek ze szpar między kostkami i zachodzi niebezpieczeństwo, że w szpary może się przesączać woda, tak bardzo niebezpieczna dla nawierzchni autostrady.

Pozatem i kostka kamienna i nawierzchnia stalowa (zdaniem autora obecnie szczegółowo badana w Polsce) wymagają nie mniej solidnego podłoża aniżeli cienka bitumiczna warstwa.

Ujemną stroną gładkiej nawierzchni, jaka jest pożądana dla autostrady jest to że często błyszczeć ona może i oslepiac jak lustro; dlatego więc należy w górną bitumiczną warstwę wciskać większe ziarna tłucznia.

Na autostradach północnych Włoch polysk białego betonu był wprost nie do zniesienia, więc w następstwie pokryto go bitumiczną warstwą.

Na autostradzie Haaga — Amsterdam nawierzchnię ułożono ze szlaki z piaskiem i asfaltem; naogół dało to dobrą nawierzchnię; jedynie przy wilgoci błyszcząca ona.

Jedną z trudniejszych rzeczy jest uniknięcie formowania się fal w nawierzchni i to nie tylko przy samym układaniu nawierzchni lecz i w przyszłości przy ruchu na autostradzie; pewnego środka przeciwko falom jeszcze niema.

W razie budowania autostrady dla ruchu obukierunkowego jest rzeczą konieczną zrobienie wyraźnej linii przez środek.

X. Drogi asfaltowe i smołowe.

1. Public Works, Nr. 12 — grudzień 1933 r. Inż. B. E. Gray. *Możliwość budowy asfaltowych dróg w ziemie.* (3 str. + 3 fot.).

Autor zwraca uwagę na to, że wykonywanie budowy dróg asfaltowych jest możliwym nawet i podczas zimy, nawet przy mrozie; jest to ważnym, dając możność zatrudnienia bezrobotnych w najtrudniejszym okresie.

Autor szczegółowo podaje do jakiej temperatury winny być ogrzewane składniki: cement i mieszanka, aby można było ją układać, przeciętnie temperatury te winny być trochę wyższe od letnich. (K)

XI. Mosty.

1. Engineering News Record, Nr. 26—28 grudnia 1933 r. Inż. D. T. Jermann. *Wielki most drogowy w Morgan City.* (3 str. + 3 fot. + 7 rys.).

Autor opisuje nowowypbudowany most żelazny, składający się z dwóch bocznych krótszych płaskich przęseł po 126 stóp rozpiętości każde.

Środkową część mostu tworzą trzy łuki po 608 stóp rozpiętości każdy.

Większe trudności przy budowie tego mostu napotkano przy budowie kesonów, które trzeba było zakładać w głębokiej wodzie (53 stóp), a dno stanowiło ruchomy piasek grubości 40 stóp, i dopiero pod nim doszło się do twardego gruntu.

Opuszczano dwa kesony po 108 tonn każdy. (K)

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

1. Roads and Streets Nr. 12 — grudzień 1933 r. P. Schon. *Ustawodawstwa stanowe w sprawach komunikacji.* (6 str. 11 tabl.).

Autor podaje zestawienie przepisów obowiązujących w rozmaitych stanach Ameryki Północnej w zakresie komunikacji samochodowej; na podstawie tych przepisów: maksymalna dopuszczalna wysokość samochodu waha się od 11 do 15 stóp, maksymalna dopuszczalna długość — od 26 do 40 stóp, długość pociągu samochodowego od 35 do 85 stóp, waga obciążenia poszczególnej osi od 24,640 do 12,000 funtów. (K).

2. Bitumen Nr. 10 — grudzień 1933 r. *Ruch na głównych wyjazdowych szlakach Paryża.*

Ilość samochodów, przejeżdżających w okresach największego natężenia ruchu przez godzinę w Paryżu na głównych wyjazdowych trasach ilustrują następujące cyfry.

Le Bourget	470
Meaux	550
Vesinet	830
av. de la Defense	1,500
Pont de Neuilly	1,700
Porte d'Italie	1,400
Porte d'Orlean	1,400
Porte Charenton	700
Porte de Choisy	400

(K).

3. Das Strassenwesen 6 Jahrg., Heft 12 — grudzień 1933 r. D r. C. R ö s s l e r. *Cieżarowe samochody w austrijackim ustawodawstwie*. (4 str).

Austrijska ustawa postanawia, że waga wozu z ładunkiem może wynosić maksymalnie 10 tonn, a przyczepki — 7 i pół tonny. Na wielu lokalnych drogach w Austrii egzystują dalej idące zakazy z tego względu, że mosty nie wytrzymałyby takiego obciążenia.

Egzystują pozatem specjalne przepisy dla ruchu pojazdów ważących ponad 6 tonn.

Samochód z przyczepką nie może być dłuższy od 15 metrów z czego na wóz może przypadać 8 metrów, a na przyczepkę — 7 metrów.

Maksymalna dopuszczalna szerokość samochodu o wadze 5.5 tonn wynosi 2 metry, a przy wyższej wadze — 2.30, przyczepki — 2 metry.

Dłuższe wozy (do 10 metrów) i szersze (do 2.30) mogą być dopuszczalne na specjalnych trasach za specjalnem zezwoleniem.

Przemysłowcy żądają zmiany tych norm, a w szczególności podwyższenia norm wagi, gdyż własna waga poszczególnych samochodów dochodzi do 5.50 tonn (a nawet 6.50), więc należałoby ustalić wagę w wysokości 10.8 tonn. Maksymum szerokości chciano by mieć ustalone w wysokości 2.25 metra.

W tych wypadkach gdy motor pojazdu jest specjalnie hałaśliwy kierowca obowiązany jest posiadać lusterko, które by dawało mu możność stale widzieć, czy z tyłu jaki wóz nie zaczyna go wyprzedzać.

Przyczepki winny posiadać własny hamulec i to tak skonstruowany, aby w razie oderwania się przyczepki hamulec działał automatycznie.

Samochód ciężarowy powinien posiadać tabliczkę przynajmniej wymiarów 18 na 30 cm., gdzie by na czarnym tle był uwidoczniony adres i firma właściciela.

Samochody wagi ponad 5.5 tonny mogą mieć nie dęte opony, lecz wysoko elastyczne. Maksymalna szybkość 5.5 tonnowych i cięższych wozów wynosi 30 kilom. na godzinę w niezaludnionych miejscowościach i 20 — w zamieszkałych, a w uzdrowiskach nawet 15 kilom. W zaludnionych miejscowościach ta sama norma obowiązuje również i wszelkie przyczepki.

Samochód z jednoosiową przyczepką w niezamieszkałych miejscowościach nie podlega żadnym ograniczeniom szybkości.

Samochód ciężarowy nie ma prawa, przewozić osób po za bezpośrednią obsługą wozu, również nikt nie może się znajdować na jednoosiowej przyczepce.

Samochód winien być co roku przedstawiany do policyjnego przeglądu.

Stała obsługa towarowa na określonej trasie wymaga koncesji władz od 1931 roku (za wyjątkiem wozów należących do poczty lub kolei). Oczywiście przewóz własnych towarów może się odbywać bez koncesji.

Koncesja może być wydana maksymalnie na 25 lat. Koncesjonariusz obowiązany jest stale dokonywać przewozów, stosując jednolitą taryfę, obowiązany jest następnie przewozić darmo pocztę. Warunki przyjmowania towarów do przewozu i taryfa przewozowa winny być ogłaszane do publicznej wiadomości.

Rozporządzenie to było wydane w celu ochrony kolejowych interesów, a w 1933 roku wydano dalsze rozporządzenie, ograniczające taryfę oraz miej-

sowości w których może się odbywać samochodowy przewóz towarów. Rozporządzenie to obowiązuje tylko do 30 czerwca 1934 r.

Samochodowi przewoźcemu własne towary, nie wolno równocześnie zabierać do przewozu i cudzych.

Po za temi ograniczeniami przewóz w granicach 100 kilometrów jest swobodny.

Po za promieniem 100 kilometrów przewóz towarów może się odbywać tylko na podstawie koncesji, i to jedynie gdy brak jest kolei.

Na samochodach, przewożących do 100 kilom. musi być tablica z literami W. K., a ponad 100 km. W. K. + 100.

Minimalna taryfa przy przesyłkach jednostkowych wynosi na odległość do 50 kilom. po 6,5 groszy od 100 kilogr., do 100 kilom. — 5 groszy, a ponad 100 kilom.: 4 grosze.

Przy przesyłkach całym wozem 3,5 groszy do 100 kilom. i 3 grosze ponad 100 kilometrów. (K).

XVI. Kongresy, zjazdy drogowe, wystawy, sprawozdania, konkursy.

1. Roads and Road Construction Nr. 132 — grudzień 1933 r. *Drogowy i transportowy kongres i wystawa — artykuł redakcyjny.* (12 str.).

W listopadzie odbył się Road and Transport Congress połączony z wystawą.

Wystawa obejmowała w szczególności rozmaite materiały do budowy dróg.

Wśród referatów wygłoszonych na kongresie 9 referatów poświęcono sprawie badania materiałów, używanych do budowy bitumicznych dróg, inne zajmowały się historją specyfikacji materiałów budowlanych drogowych, sprawą nadbudowy mostów, kontrolą drogowych wydatków, tanią odbudową wiejskich dróg, wstrząsami budynków w pobliżu drogi, czyszczeniem dróg, i oświetleniem dróg.

Artykuł również podaje pobieżne streszczenia poszczególnych referatów. (K).

XVII. Różne.

1. Verkehrstechnik - Strassenbau und Strassenunterhalt. Nr. 24 — 20 grud. 1933 roku: Artykuł redakcyjny. *Stosunek długości dróg do długości toru kolejowego w poszczególnych państwach:*

	droga: kolej:
Szwajcaria	2,5 : 1
Węgry	2,5 : 1
Belgia	3 : 1
Niemcy	5 : 1
Austrja	6 : 1
Holandja	6,5 : 1
Anglja	8 : 1

	droga: kolej:
Norwegja	8 : 1
Włochy	8,5 : 1
Polska	9,5 : 1
Danja	9,5 : 1
Francja	10 : 1
Stany Zjed. A. P.	12 : 1
Irlandja	13,5 : 1
Rosja	16,5 : 1

(K)

SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 lutego 1934 r. Stowarzyszenie liczyło 520 członków (z poprzedniej ilości 429 ubyło 64 członków, natomiast przybyło nowych — 155); zwyczajnych 515 i wspierających 5; w tem osób fizycznych 391 i osób zbiorowych 129.

Pozostałość gotówki na dzień 31.XII. 1933 r. 20484 zł. 61 gr.

Wpłynęło w styczniu 1934 r. 8459 „ 30 „

Razem . . 28943 zł. 91 gr.

Wydano w styczniu 1934 r.:

gotówką . . . 1919.13

weksłami . . . 500.—

2419 zł. 13 gr.

Pozostaje na dzień 1 lutego 1934 r. 26524 zł. 78 gr.

(w P. K. O. — 11824 zł. 27 gr., Polskim Banku Komunalnym — 13198 zł. — gr. i u skarbnika gotówką — 2 zł. 51 gr. i weksłami 1500 zł.).

PRZYSTĄPILI DO STOWARZYSZENIA W STYCZNIU 1934 ROKU.

B. Członkowie zwyczajni

a) osoby zbiorowe

516. Mejer Herman, Dom Handlowy — Warszawa, Trauguta 2.

535. „Orbis” Zarząd Główny — Warszawa, Krakowskie Przedm. 5.

268. Wydział Powiatowy w Kozienicach — Kozienice.
351. Wydział Powiatowy w Krakowie — Kraków.
355. Wydział Powiatowy w Białej — Biała, wojew. krakowskie.
399. Wydział Powiatowy w Koninie — Konin.
233. Związek Polskich Producentów i Rafinerów Olejów Mineralnych — Warszawa, Czackiego 12.
544. Zarząd Miejski miasta Sosnowca — Sosnowiec.

b) osoby fizyczne

217. Arkin Artur, inżynier — Łuck, Urząd Wojewódzki.
249. Arnicki Jan, dyrektor — Lwów, Zielona 77.
318. Arndt Bronisław, — Międzychód Poznański.
397. Amon Jan, inżynier — Ostrów Mazowiecka.
432. Altman Stanisław, inżynier — Warszawa, Złota 62.
132. Biegesz Paweł, — Rybnik, Powiatowy Zarząd Drogowy.
346. Babecki Juljusz, inżynier — Warszawa, Targowa 84.
359. Barancewicz Kazimierz, inżynier — Sanok, Pow. Zarz. Drogowy.
415. Bojarzyński Zygmunt, inżynier — Łuniniec, Pow. Zarz. Drogowy.
422. Baranowicz Piotr, inżynier — Szczuczyn k/Lidy, Pow. Zarz. Drogowy.
460. Barzykowski Wojciech, inżynier — Kielce, Pow. Zarz. Drogowy.
466. Bach Juljan, inżynier — Hrubieszów, Pow. Zarz. Drogowy.
470. Bizowski Feliks — Warszawa, Al. 3-go Maja 2 m. 68.
471. Burgielski Władysław, inżynier — Tarnopol, Urząd Wojewódzki.
504. Baurer Karol, inżynier, dyrektor — Drohobycz, Sp. Akc. „Galicja”.
513. Bystram Wiktor, inżynier — Mosty, przebudowa mostu w Zielniewie.
531. Babczyński Feliks, — Wejherowo, Sobieskiego 53a.
533. Bąkowski Leon, inżynier — Warszawa, Widok 19.
541. Boniecki Stefan, inżynier — Warszawa, Krokowskie Przedmieście 5.
312. Ciszowski Antoni, — Brzesko, Wydział Powiatowy.

329. Cesluk-Grajewski Włodzimierz, inżynier — Tarnopol, Urząd Wojewódzki.

388. Chołod Eugenjusz, inżynier — Kobryń, Wydział Powiatowy.

521. Czerkaski Aleksander, inżynier — Turka, Pow. Zarz. Drogowy.

488. Doberstein Jan, inżynier — Nowogródek, Urząd Wojewódzki.

517. Eberle Eugenjusz, inżynier — Biała Podlaska.

310. Francos Józef, inżynier — Chrzanów, Wydział Powiatowy.

356. Franz Karol, — Mielec, Powiatowy Zarząd Drogowy.

369. Fedorski Mieczysław, inżynier — Kraków, Kochanowskiego 16.

371. Freund Karol, inżynier — Gródek Jagielloński, Pow. Zarz. Drog.

497. Feinstein Izrael, — Warszawa, Sienna 61.

311. Gawalewicz Adolf, inżynier — Brzesko, Wydział Powiatowy.

348. Gołwin Szymon, inżynier — Kraków, Halczyna 21.

380. Giedroyć Tomasz, inżynier — Warszawa, Nowowiejska 18 m. 1.

411. Gałęska Teodor, inżynier — Łask, Pow. Zarz. Drog.

418. Grygorjew Mikołaj Łuck, Urząd Wojewódzki.

421. Górski Wiktor, inżynier — Równe, Krzywa 38.

426. Groch Leon, inżynier — Lwów, Urząd Wojewódzki.

434. Godlewski Tadeusz, inżynier — Gąsocin, Gościmino Wielkie.

464. Gurba Stanisław — Lubartów, Zarząd Drogowy.

559. Gadomski Waclaw, inżynier — Kraków, Urząd Wojewódzki.

21. Hempel Fryderyk. inżynier — Dziedzice, Śląsk (Czechowicze 732).

374. Harbuz Władysław, inżynier — Horodenka, Pow. Zarząd Drogowy.

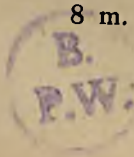
427. Horwatt Jan, inżynier — Włodawa.

446. Huzarski Zdzisław, inżynier — Warszawa, Wspólna 3.

476. Hoszowski Stanisław, inżynier — Złoczów, Pow. Zarząd Drogowy.

563. Herzog Zygmunt, inżynier — Myślenice.
255. Jackiewicz Stanisław — Łuck, Urząd Wojewódzki.
266. Jarecki Franciszek, inżynier — Rzeszów, Pow. Zarząd Drogowy.
547. Jaroszewski Stefan, inżynier — Gdynia, Komisarjat Rządu.
189. Krukowski Włodzimierz, inżynier — Wilno, Urząd Wojewódzki.
301. Kiełczewski Stanisław, inżynier — Wilno, Urząd Wojewódzki.
313. Kowalewski Jakób, inżynier — Łódź, Urząd Wojewódzki.
314. Kuczarski Stanisław, inżynier — Kraków, Urząd Wojew. Wyd. Komunikac. Bud.
328. Kuczyński Jan, inżynier — Kalisz, Powiat. Zarząd Drogowy.
354. Krupski Kazimierz, inżynier — Nieśwież, Pow. Zarząd Drogowy.
385. Kurdziałek Wacław, inżynier — Kraków, Syrokomli 23, firma „Nowodróg”.
387. Kodelski Aleksander, inżynier — Warszawa, Filtrowa 73 m. 29.
403. Kułakowski Bronisław, inżynier — Nadworna, Pow. Zarząd Drogowy.
428. Kulejowski Tadeusz, inżynier — Koło, Pow. Zarząd Drogowy.
444. Krzemień Walenty, inżynier — Kraków, Łobzowska 48.
451. Kolasiński Stefan, inżynier — Puławy, Pow. Zarząd Drogowy.
461. Kostecki Marjan, inżynier — Będzin, Pow. Zarząd Drogowy.
494. Kralczyński Roman — Warszawa, Długa 50, Pow. Zarząd Drogowy.
498. Kulikowski Wacław — Warszawa, Dobra 7 m. 17.
500. Kalmus Adolf, doktor — Kraków, Św. Jana 2, Tow. „Colas”.
509. Krzymuski Marcin — Katowice, Syndykat Hut Żelaznych.

511. Kołodziej Władysław, inżynier — Warszawa, Koper-
nika 13, Vacuum Oil.
515. Kunkiel Henryk, inżynier — Białystok, Urząd Woję-
wódzki.
530. Kowalewski Tadeusz, inżynier — Warszawa, Rako-
wiecka 9.
545. Karniewski Jerzy, inżynier — Warszawa, Granicz-
na 13.
565. Koziński Marjan — Warszawa, Al. Grójecka 104 m. 5.
48. Lenczewski - Samotyja M., inżynier — Łask, Piłsud-
skiego 22.
499. Lipszyc Jakób, inżynier — Kraków, Wielopole 24.
528. Lipiński Czesław, inżynier — Pułtusk, Pow. Zarząd
Drogowy.
532. Liksza Konstanty, inżynier — Baranowicze, Szoso-
wa 218.
546. Łęczycki Henryk, inżynier — Trembowla, Pow. Za-
rząd Drogowy.
326. Małkowski Jan, inżynier — Dobromil, Pow. Zarząd
Drogowy.
347. Miarczyński Władysław, inżynier — Kraków, Dłu-
ga 5.
360. Maciejewicz Wacław, inżynier — Warszawa, Często-
chowska 42 m. 12
381. Mejer Jan, inżynier — Kozienice, Powiat. Zarząd
Drogowy.
392. Miller Romuald, inżynier — Warszawa, Mokotowska
60, Firma „Trwałe Drogi”.
409. Maliszewski Stanisław, inżynier — Lwów, Urząd
Wojewódzki.
424. Malewicz Karol, inżynier — Radomsko, Pow. Zarząd
Drogowy.
431. Malinowski Bolesław — Stołpce, Powiat. Zarząd
Drogowy.
433. Moczulski Roman, inżynier — Łuck.
448. Missbach Alfred, inżynier — Kraków, Kościelna
8 m. 4.
505. Magier Karol — Lwów, Kościuszki 8.
557. Maciejewski Erazm, inżynier — Białośliwie.



253. Nagórny Dominik, inżynier — Łuck, Urząd Wojewódzki.
281. Nowakowski Franciszek, inżynier — Węgrów Lubelski.
416. Niwiński Józef, inżynier—Kostopol, Janowa Dolina.
485. Nowicki Romuald, inżynier—Katowice, Kopernika 9.
508. Nechay Jerzy, inżynier — Warszawa, Jerozolimska 47.
518. Olearski Jan, inżynier — Łęczycza, Powiat. Zarząd Drogowy.
552. Orłowski Wiesław, inżynier — Busko - Zdrój, Pow. Zarząd Drogowy.
291. Patyjewicz Grzegorz — Lubomi, Powiat. Zarząd Drogowy.
293. Puchalski Mieczysław, inżynier — Radom, Pow. Zarząd Drogowy.
321. Pietschowa Ewa, inżynier — Lwów, Kurkowa 28.
405. Papš Jan, inżynier — Praha (Czechosłowacja), Bubenec, Podbabska 26.
407. Piechulek Jan — Katowice, 3-go Maja 29.
438. Purzycki Juljan, inżynier—Częstochowa, Pow. Zarząd Drogowy.
450. Pohoski Kazimierz, inżynier — Siedlce, Pow. Zarząd Drogowy.
482. Pieczarkowski Tadeusz. inżynier—Kraków, Kierownictwo budowy mostu Marszałka Piłsudskiego.
495. Pukło Józef, inżynier — Wadowice.
524. Podsiadły Hugon, inżynier — Katowice, Zarząd Miejski.
339. Rokita Stanisław, inżynier—Lubartów, Pow. Zarząd Drogowy.
375. Różycki Jan, inżynier—Kraków, Kościelna 8 m. 11.
396. Rychter Marjan, inżynier — Białystok, Urząd Wojewódzki.
440. Rapaczyński Marjan, inżynier—Lwów, Urząd Wojewódzki.
465. Radziewanowski Jakób, inżynier — Międzyrzec Podlaski.
520. Rotstein Mieczysław Józef, inżynier — Warszawa, ul. Lwowska.

523. Rotengruber Jan, inżynier—Warszawa, Koszykowa 32.
529. Rathe Henryk, inżynier — Warszawa, Polna 70 m. 47.
564. Reimer Bernard, — Poznań, koszary 4-go baonu saperów.
125. Swoboda Jan, inżynier — Stanisławów, Urząd Wojewódzki.
307. Sznee Michał, inżynier — Wilno Urząd Wojewódzki.
358. Stefański Władysław, inżynier — Poznań, Pocztowa 20.
363. Sokołowski Tadeusz, inżynier — Wilno, Ostrobramska 11.
393. Skutkiewicz Piotr, inżynier — Oszmiana, Powiat. Zarząd Drogowy.
395. Stankiewicz Mieczysław, inżynier—Białystok, Urząd Wojewódzki.
447. Szymański Edward, inżynier — Warszawa Nowy Świat 7.
480. Senyk Leon, inżynier — Równe, Powiat. Zarząd Drogowy.
502. Stark Jakób, inżynier — Warszawa, Piękna 60 m. 18.
555. Skrzyński Edward, starosta — Horodenka.
558. Schaetzel Stanisław, doktor — Lwów, Akademicka 17.
49. Tyrała Jan, inżynier — Stanisławów, Urząd Wojewódzki.
315. Topolewicz Czesław, inżynier — Wilno, Słucka 17.
366. Trampler Józef, inżynier — Poznań, Wały Kościuszki 7.
373. Turyczyn Adam, inżynier — Nowy Targ, Powiat. Zarząd Drogowy.
449. Turski Dominik, inżynier — Kraków, Szczepańska 2.
489. Trzeciak Władysław — Ostrołęka Powiat. Zarząd Drogowy.
551. Tanaś Bolesław, inżynier, — Kutno, maj. Leszczynek.
562. Tomaszewski Kazimierz, inżynier — Lachowicze k/Baranowicz, skrzynka Nr. 3.
42. Wejtko Antoni, inżynier — Warszawa, Złota 37.
287. Wasilewski Borys, inżynier — Luboml, Pow. Zarząd Drogowy.

295. Wciślak Alfred, inżynier — Tarnobrzeg. Pow. Zarząd Drogowy.

372. Walentowski Mikołaj, inżynier — Brześć n/Bugiem.

436. Woźniakowski Stanisław — Konin Powiat. Zarząd Drogowy.

467. Wasilewski Jerzy, inżynier — Lublin Wieniawska 7.

473. Wajgiel Władysław, inżynier — Brzeżany Pow. Zarząd Drogowy.

486. Wasilewski Andrzej, inżynier — Chełm Lubelski, Pow. Zarząd Drogowy.

501. Waśniewski Adam, inżynier — Radzymin, Pow. Zarząd Drogowy.

526. Wąsowski Julian, inżynier — Kraków, Urząd Wojewódzki.

51. Zylbersztajn Ludwik, inżynier — Czersk (Pomorze), ul. Kościuszki.

435. Zeifert Rudolf — Wilno, Potocka 33 m. 1.

468. Zamorowski Henryk, inżynier — Lublin, Zarząd Miejski.

549. Zacharko Mieczysław, inżynier — Stryj, Pow. Zarząd Drogowy.

Prezes (—) *M. Nestorowicz*

Sekretarz (—) *L. Borowski*

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

Na dzień 1 stycznia 1934 r. fundusz stypendjalny wynosił:

a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej.	4200 dolarów
b) gotówką.	1978 zł. 42 gr.
Wpłynęło w styczniu	10 " — "
Razem gotówką	1988 zł. 42 gr.

Wpłacono do Kwestury Politechniki na stypendjum w styczniu, lutym i marcu . . .	600 zł.
Potrącono przez P. K. O. za przetrzymanie w depozycie 4200 dolarów	37 „ 49 gr.
Potrącenie manipulacyjne P. K. O.	10 gr.
razem wydatki . .	637 zł. 59 gr.
Pozostaje na dzień 1 lutego 1934 r:	
a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej (rachunek depozytowy P. K. O. Nr. 9193).	4200 dolarów
b) gotówką	1350 zł. 83 gr.
(Książeczka wkładkowa P. K. O. Nr. 803385 na 89 zł. 17 gr., książeczka oszczędnościowa K.K.O. Nr. 8128 na 133 zł. 35 gr. i konto czekowe P. K. O. Nr. 17212 na 1128 zł. 31 gr.).	

Kuratorjum Fundacji.

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

Redaktor: inż. Leon Borowski.

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

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