

J

Nr 135.

Politechnika Warszawska

LUTY 1935

№ 95.

# WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW  
POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH

2 2-12 br. 2. 12 1



WARSZAWA  
KOSZYKOWA 75, DROGOWY INSTYTUT BADAWCZY  
PRZY POLITECHNICE WARSZAWSKIEJ

KONTO CZEKOWE P. K. O. № 13966

### WARUNKI PRENUMERATY:

- a) Członkowie zwyczajni, osoby zbiorowe, opłacający roczną składkę w wysokości 50 zł. — otrzymują czasopismo bezpłatnie.
- b) Członkowie zwyczajni; osoby fizyczne opłacający roczną składkę w wysokości 6 zł. — otrzymują czasopismo za dopłatą 6 zł. rocznie.
- c) Nieczłonkowie — otrzymują czasopismo po wpłaceniu: 30 zł. rocznie, wzgl. 15 zł. półrocznie, lub 7.50 zł. kwartalnie.
- d) Pojedynczy zeszyt kosztuje — 3 zł.

### CENA OGŁOSZEŃ

| Wymiar ogłoszenia | Po tekście | Okładka      |             |
|-------------------|------------|--------------|-------------|
|                   |            | 3-cia strona | 4-ta strona |
| 1 strona          | 100        | 150          | 200         |
| 1/2 strony        | 50         | 75           | 100         |
| 1/4 strony        | 25         | 40           | 50          |

Ogłoszenia członków Stowarzyszenia, poszukujących pracy—bezpłatnie.

### TREŚĆ Nr. 95-go

|   |      |
|---|------|
|   | str. |
| <i>Prof. Emil Bratro.</i> Znaczenie podłoża dla nawierzchni drogowej . . .  | 67   |
| <i>Dr. inż. Jan Brandt, Grün i Bilfinger S. A. Mannheim.</i> Powstawanie rys i uzbrojenie dróg betonowych . . . . . | 90   |
| Z prac Drogowego Instytutu Badawczego . . . . .   | 104  |
| Zastosowanie stali i żeliwa do budowy dróg . . . . .  | 122  |
| Przegląd czasopism technicznych . . . . .   | 126  |
| Sprawozdanie Prezydium Zarządu Stowarzyszenia Członków polskich kongresów drogowych . . . . .                       | 136  |
| Sprawozdanie kasowe Kuratorjum fundacji stypendjalnej imienia prof. M. W. Nestorowicza . . . . .                    | 137  |

---

# WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH  
KONGRESÓW DROGOWYCH

---

PROF. EMIL BRATRO.

## ZNACZENIE PODŁOŻA DLA NAWIERZCHNI DROGOWEJ.

Podłoże na którym opieramy fundamenty jakiegokolwiek budowli, posiada zawsze doniosłe znaczenie dla stateczności tej budowli i znajomość wszystkich momentów, odnoszących się do tego elementu jest rzeczą pierwszorzędną wagi. Trzeba jednakże odrazu zaznaczyć, iż w ocenie podłoża oraz jego właściwości, istnieją olbrzymie różnice pomiędzy drogą, a każdą inną budowlą inżynierską lub architektoniczną. Różnice te są wielorakie.

W pierwszym rzędzie należy zwrócić uwagę na fakt, że przy wszystkich typach budowli, z wyjątkiem drogi, stykają się one z terenem w powierzchni, leżącej poniżej głębokości zamierzania, która w naszych warunkach klimatycznych leży w maksymalnych granicach 1.00 — 1.50 m poniżej terenu. Tymczasem podłoże drogi znajduje się z reguły w głębokości, która niestety nie chroni je od wpływu wahań temperatury. Wprawdzie nieco odmiennie pod tym względem budowane były starożytne drogi rzymskie, posiadające w nawierzchni swej często grubość przekraczającą 1.00 m, niestety jednak dzisiaj na tego rodzaju konstrukcje pozwolić sobie nie możemy. Z tego faktu musimy jednak wyciągnąć konsekwencje, albowiem nie potrzebuje specjalnego udowodnienia okoliczność, że wpływ temperatury objawia się w pokładach pewnymi ruchami, które często mogą być groźne dla całości budowy na nich pomieszczonej. Dość wskazać pod tym względem na częste zjawisko włoskowatości pokładów ziemnych i będące z tem w związku niebezpieczeństwo powstawania powszechnie znanych przełomów<sup>1)</sup>, które w pewnych warunkach stały się wprost plagą

---

<sup>1)</sup> Inż. H. Riess: Powody powstawania przełomów drogowych oraz środki zaradcze. „Wiadomości Drogowe” Nr. 69.

gospodarczą niektórych zupełnie bez zrozumienia znaczenia podłoża, wybudowanych dróg. Szczególniej niebezpiecznie przedstawia się ten moment w obszarach gliny dyluwialnej<sup>2)</sup> (löss), przy której średnica pojedynczych ziarn dochodzi często do granicy 0.0006 mm.

Każda inna budowla inżynierska, poza drogą jest nadto w tem korzystnem położeniu, iż można przy niej wybierać do pewnego stopnia pokłady, na których ma być opartą. Projektujący inżynier ma zwyczajnie do wyboru pewną ilość warstw, które za podstawę budowli służyć mogą. Zapewne, że obniżenie fundamentu wywoła w normalnych warunkach pewien wzrost ogólnych kosztów budowy, jednakże zwyczajnie wzrost ten nie obciąża zbyt silnie jednostkowych cen budowy, rozliczonych na m<sup>3</sup> zajętej objętości, lub m<sup>2</sup> zajętej powierzchni. Natomiast droga jest w położeniu znacznie trudniejszem. Tutaj wogóle wolny wybór podłoża będzie niemożliwy, gdyż wyszukiwanie go w warstwach położonych w znaczniejszej głębokości, spowodowałoby zupełnie nieproporcjonalny wzrost kosztów, przekraczających często kilku — lub nawet kilkunastokrotną wartość normalnej budowy. Muszą być zatem, przy zachowaniu z natury danego podłoża, zastosowane, w razie jego nieprzydatności dla celów drogowych, pewne środki zaradcze, których wybór uzależniony jest jednak od znajomości znaczenia podłoża dla celów drogowych.

Znaną powszechnie jest zasada, iż przy każdej budowli zdecydujemy się raczej na mniejsze wytrzymałości terenu, byle tylko były one o wartościach jednostajnych. Jeżeli ten moment znalazł powszechne uznanie w budowlach o typie przestrzennie zwartym, gdzie istnieje pewne normalne ustosunkowanie się długości, szerokości i wysokości budowy, to jakżeż ważnym musi on być dla drogi, przy której długość i szerokość obiektu, dominują w wybitny sposób nad trzecim wymiarem, grubością. A przecież wiadomo nam z praktyki, jak trudno znaleźć lub uzyskać jednostajną wytrzymałość podłoża na tak dużym rzucie poziomym budowli, jaki posiada droga. Sprawa ta łączy się nadto z dalszym momentem, którym jest ob-

<sup>2)</sup> Dr. A. Scheidig: Strassenbauprobleme in Schluff und Lössgebieten. Der Bauingenieur Nr. 15/16 ex 1934.

ciążenie. Przy budowlach inżynierskich niezmiernie często mamy do czynienia albo wyłącznie z obciążeniem statycznym, zmiennem tylko w bardzo nieznacznym granicach, albo też z dynamiką ruchu, która jednakże w stosunku do ciężaru całej konstrukcji, jak to ma miejsce przy mostach, nie przybiera, w porównaniu do obciążeń statycznych, form anormalnych. Wszak uwzględniane w obliczeniach konstrukcyj mostowych współczynniki wpływów dynamicznych przybierają wartości stosunkowo niewielkie, wahające się w granicach 1.20 — 2.50. Tymczasem zupełnie inaczej przedstawia się sprawa z drogą. Doświadczenia Prof. Beckera, przeprowadzone w Berlinie, wykazały w pewnych wypadkach, kilkunastokrotny wzrost oddziaływań dynamicznych ruchu, w stosunku do odpowiadających im wartości statycznych, spowodowanych nierównością drogi które to wartości muszą być jednakże przez podłoże, bez jego destruktywnego zniekształcenia, przyjęte.

Jeżeli w końcu zwrócimy uwagę, iż ze względu na statyczną niewyznaczalność płyty tworzącej jezdnię drogową, nie nie potrafimy dotychczas obliczyć ją z należyłą pewnością i że wskutek tego wytwarzamy dość niejasne stosunki w odniesieniu do oddziaływań na podłoże, natenczas tem dobitniej zrozumiemy konieczność znacznie skrupulatniejszego uwzględnienia tego elementu drogi, aniżeli to miało miejsce dotychczas.

Czynników, mających wpływ na dobroć i długotrwałość nawierzchni drogowej jest wiele. Należec tu bądą: podłoże, materiały budowlane, rodzaj konstrukcji, utrzymanie, wpływy atmosferyczne, położenie w terenie, wreszcie szereg innych, natury ściśle lokalnej. O ile jednak przeważna ich część może być z należyłą starannością i dokładnością rozpatrzona i przewidziana przez projektującego inżyniera, o tyle z podłożem sprawa przedstawia się znacznie trudniej. Słusznie zupełnie zauważa geolog Prof. Grengg<sup>3)</sup>, że właściwości podłoża są nam zwyczajnie w chwili, gdy przystępujemy do roboty nieznanne, a nawet znajomość ich uważana jest za coś zupełnie zbytecznego. Pozwolę sobie do tego dodać, że bardzo znaczna część niepowodzeń, jaką nasi inżynierowie przeżyli przy

---

<sup>3)</sup> Prof. Dr. R. Grengg: Die Lebensdauer von Strassendecken in ihrer Abhängigkeit von Untergrund und Baustoffbeschaffenheit. Das Strassenwesen N. 9 ex 1934.

stosowaniu nowoczesnych nawierzchni drogowych najrozmaitszego typu, przypisaną być musi właśnie temu brakowi zainteresowania się podłożem. Znany badacz w dziedzinie studjów nad podkładami budowlanymi Dr. Inż. W. Loos, kierownik niemieckiego Towarzystwa Badawczego dla mechaniki ziemnej idzie nawet dalej<sup>4)</sup> twierdząc, iż trwałość nawierzchni drogowych, obciążonych silnie szybkim ruchem więcej zależy od podłoża, aniżeli od istoty jezdni. Z zasadą, iż podłoże jest czemś podrzędnym i obojętnym oraz, iż niema ono zbyt wielkiego wpływu na rodzaj stosowanej na niem nawierzchni, musimy raz wreszcie wziąć rozbrat i wpoić w siebie przekonanie, iż jest to może jeden z najważniejszych czynników warunkujących dobroć wykonywanej roboty. Szczególniej starannych badań wymagać będą partje, w których projektowane są głębsze przekopy lub wyższe nasypy, oraz te przestrzenie, w granicach których zamierzone jest wykonanie nawierzchni monolitowych, uzależnionych znacznie silniej od ewentualnych wad podłoża, aniżeli każda inna, elastyczniejsza jezdni.

Poruszona sprawa w odniesieniu do naszych stosunków jest temwięcej na czasie, iż dowiedzieliśmy się z tegorocznej debaty budżetowej, że Ministerstwo Komunikacji opracowało 6-letni plan prac w dziedzinie rozbudowy drogowej<sup>5)</sup>, która z natury rzeczy wymagać będzie znaczniejszych wysiłków finansowych. Przeprowadzenie całej akcji z korzyścią dla gospodarczego rozwoju państwa czyni koniecznym bliższe, niż to miało miejsce dotychczas, zainteresowanie się sprawą podłoża, wywierającego tak bardzo wybitny wpływ na stan i trwałość jezdni.

Należyte zbadanie podłoża i jego ocena jest rzeczą bezwątpienia żmudną. O ile stosunkowo dość łatwo dajemy sobie radę z badaniem materiałów budowlanych, z których nawierzchnia ma być wykonana, czy to mineralnego, czy też or-

<sup>4)</sup> Dr. Ing. W. Loss — Dr. Ing. A. Casagrande: Bodenuntersuchungen im Dienste des neuzeitlichen Strassenbaues. Der Strassenbau Nr. 3 ex 1934.

<sup>5)</sup> Wedle sprawozdania na Komisji budżetowej Sejmu posła Średniczego, referenta budżetowego Funduszu Drogowego 6-letni plan prac obejmuje okres od r. 1935/6 do r. 1940/41, przyczem jest zamierzonym wybudowanie w tym czasie na najważniejszych przestrzeniach dróg 4762 km ulepszonych nawierzchni, kosztem 325 mil. zł.

ganicznego pochodzenia, o tyle sprawa z podłożem przedstawia się trudniej, albowiem o własnościach jego rozstrzygać będzie nie tylko petrograficzny rodzaj spotkanych materiałów, ale również szereg innych czynników jak granulacja, przewodnienie i t. p. Weźmy przykładowo pod uwagę dwa podłoża z zupełnie tego samego materiału np. z piasku kwarcowego, z tą jednak różnicą, iż pierwsze posiadać będzie ziarna o średnicy 2 mm, drugie zaś 0,05 mm. Założmy nawet teoretyczną jednostajność i kulistość ziarn, a temsamem idealnie jedną i tą samą ilość miejsc pustych w obu złożach, to jednak zachowanie się ich w stosunku do wody będzie zupełnie odmienne, albowiem przyczepność drobinowa wody do ziarn będzie bardzo różniatą. Podłoże o drobnym ziarnie zacznie na zasadzie włoskowatości ssać wodę intensywnie do góry i to tem wyżej i powolniej, im z bardziej mialkim materiałem będziemy mieli do czynienia, natomiast piasek grubszy, będzie się może intensywniej nasyczał wodą, jednakże objawy włoskowatości, tak ważne przy ocenie podłoża dla celów drogowych albo zanikną całkowicie, albo też będą zupełnie minimalne. Rzecz zrozumiała, że sprawa skomplikuje się znacznie w wypadku normalnie spotykanym w naturze, różnaitości ziarn, względnie petrograficznej różnorodności pokładów ziemnych.

Widzimy na tym prostym, elementarnym przykładzie, że podłoże z mialkiego materiału będzie się zachowywało znacznie niekorzystniej, z punktu widzenia drogowego, aniżeli analogiczne z materiału grubszego, albowiem położoną poniżej wodę zaskórną, podciągnie na zasadzie włoskowatości do góry i zetknie ją z jezdnią, powodując często jej niszczenie od dołu.

Z doświadczenia wiemy, że ily składające się z drobnych pyłków o ziarnie mniejszym niżli 0,005 mm pojawiają się w rozmaitej konsystencji, w zależności od ilości wchłoniętej wody w granicach od zupełnej papki do pozornej twardości kamienia. Ze sprawą tą jest połączona z jednej strony bezwzględna wartość wytrzymałości pokładu, uzależniona od zawartości wody, z drugiej zaś zmienność objętości, które w miarę ilości posiadanej wody kurczą się lub pęcznieją. W pewnych pokładach mogą nastąpić objawy pęcznienia z reakcyj chemicznych (anhydryt), przy których wywiązują się siły o olbrzymiej wartości. Wszystko to naturalnie ma olbrzymi wpływ na wykonaną na-

wierzchnię, nie wspominając prawie zupełnie o kwaśnem oddziaływaniu niektórych wód wglębnych, wydostających się na zewnątrz na zasadzie włoskowatości, na pewne typy nawierzchni drogowych (beton).

Idąc dalej w przykładach spostrzegamy znane zjawisko, iż wyjęty ze złoża ziemnego, z rodzimego stanu il, posiadający pewną nośność, poddany ugnieceniu i przemieszaniu, zatracą przy tej przeróbce swoją wytrzymałość przy zupełnie tejsamej ilości wody jak poprzednio. Jest to wynikiem przemieszczanie się pojedynczych cząstek ilu przy ugnioście, które ułożyły się w naturze w sposób najbardziej ściśliwy, zapewniający pokładowi największą w danych warunkach wytrzymałość a później, w sposób sztuczny zostały przesunięte. Z objawem tym, naglego zmniejszania się wytrzymałości, pozornie bez żadnych przyczyn zewnętrznych, spotykamy się nader często na drogach ziemnych, które początkowo były zupełnie odpowiednie dla istniejącego ruchu, a w miarę przejazdu wozów i wynikającego z tego ugniotu i przemieszania coraz silniej zatracają swoją wytrzymałość.

Nawet przeprowadzona analiza mechaniczna gleby, pouczająca nas o uziarnieniu badanego elementu nie pozwala sama w sobie na wyciągnięcie dla celów technicznych pewnych wniosków, albowiem jak doświadczenia<sup>6)</sup> wykazały, w czasie wysychania ilów zmienia się również wydatnie rozłożenie wewnętrzne poszczególnych ziarn, mające wybitne znaczenie dla nośności pokładu.

O wszystkich tych przejawach, odnoszących się do wytrzymałości pewnego konglomeratu w zależności od uziarnienia pojedynczych elementów, wiemy już doskonale z nauki o technologii betonu. Tam też wyzyskujemy w szerokich granicach wiadomości o celowych krzywych przesiewu, odpowiedniemu ustosunkowaniu drobnego i grubego kruszywa, odpowiedniej ilości wody i t. p. doprowadzając w rezultacie do wytwarzania betonu o przewidywanej wytrzymałości. Natomiast przy podłożu niezmiernie często, prawie z reguły, o tych samych, względnie analogicznych prawach zapominamy, nie troszcząc się o nie zupełnie i traktując je stale jako jakieś ciało jednorodne, któ-

<sup>6)</sup> Correns i Schott. Über den Einfluss des Trocknens auf die Korngrößenverteilung von Tonen. Kolloid. Zeitschrift 1933.



re nie będzie w przyszłości podlegać żadnym zmianom, mogącym się dotkliwie odbić na wykonywanej nawierzchni. Tymczasem pokład ziemny tworzący podłoże jest ciałem niezmiernie czułym, którego należyte poznanie i wyzyskanie dla celów technicznie ważnych jest możliwe dopiero z całego szeregu prób i obserwacyj, o których jeszcze mówić będziemy.

Ziemia, szczególnie w partjach górnych, w pobliżu terenu jest właściwie mieszaniną substancji mineralnej, wody i powietrza. Substancja mineralna ma bardzo znaczną ilość miejsc pustych (pory), dochodzącą od  $\frac{1}{3}$  do  $\frac{2}{3}$  całkowitej objętości. Pory te są częściowo wypełnione wodą. Otóż z istnieniem tych przestrzeni pustych, których często gołym okiem skonstatować nie jesteśmy w stanie, łączy się znane zjawisko osiadania mas ziemnych, dające się niezmiernie dotkliwie odczuwać szczególnie przy nasypach drogowych. Jednak i w terenach rodzimych obserwujemy osiadanie się pokładów, przeważnie w wypadkach stałego przewilgocenia pod wpływem ciśnienia na spód partyj górnych. Ustalenie wielkości takiego osiadania się pod wpływem warstw górnych jest dzisiaj rzeczą nader prostą<sup>7)</sup>. Natomiast nie potrafimy jeszcze odpowiedzieć na pytanie, w jak długim czasie ukończy się zjawisko osiadania, jaki wpływ na nie posiada wysokość zwierciadła wody zaskórnej oraz jakie różnice należy przewidzieć w tej sprawie pomiędzy poszczególnymi rodzajami ziem. Pod tym względem skazani jesteśmy na obserwację i empirję, obserwacja ta jednak z natury rzeczy musi się rozciągać na dość znaczny okres czasu. Z tego powodu należy zwrócić uwagę na konieczność zapoznawania się z rezultatami szeregu cennych prac z techniki rolnej, które zajmują się tą sprawą dla celów zupełnie innych, z których jednakże już dzisiaj można wyciągnąć szereg wniosków ważnych dla oceny podłoża drogowego. Nie wchodząc tu w szczegóły tej materji zaznaczyć należy najważniejszy moment, tkwiący w tem, iż w tym samym pokładzie spodziewać się możemy coraz silniejszego zagęszczania się w miarę wzrostu głębokości, oraz, że podnoszenie się zwierciadła wody zaskórnej spowodować może dalsze, dodatkowe niejako osiadanie

---

<sup>7)</sup> Dr. W. v. Nitsch: Niveausenkung durch Porositätsverlust im Untergrund. Der Strassenbau. Nr. 20 ex 1934.

się terenu. Te pozornie proste i niewymagające zbyt szerokich objaśnień objawy, mają często bardzo wybitne znaczenie dla nawierzchni drogowych, szczególnie w przekopach, gdzie przy jednych i tychsamyach pokładach, spotykamy dość różnorodne stosunki wytrzymałościowe właśnie z tego powodu, iż odkryliśmy wprawdzie warstwy identyczne co do swego składu, jednakże z różnych głębokości, które zatem znajdowały się pierwotnie pod wpływem rozmaitych ciśnień.

Z przedstawionego stanu rzeczy wynika jasno, że zużycie dla celów oceny podłoża dat uzyskanych z badania terenu dla celów fundowania obiektów jest mylne i niewłaściwe i może doprowadzić do zupełnie fałszywych wniosków. Kiedy dla tych ostatnich cały problem redukuje się właściwie do rozwiązania zagadnienia związanej ściśle ze statyką układów ziemnych, to przy badaniu podłoża pod nawierzchnię drogową, stykamy się z ogromną ilością najrozmaitszych czynników, których wpływ w dodatku waha w dość znacznych granicach w zależności od pory roku.

Doskonale uchwytyje tę różnicę w badaniach obu typów pokładów Terzaghi<sup>8)</sup>). Robi on mianowicie teoretyczne zresztą założenia, że potrafiliśmy na drodze matematycznej rozwiązać bez zarzutu wszystkie kwestje związane z rozkładem ciśnień na obciążone pokłady oraz, że zdołaliśmy zupełnie pewnie wyznaczyć te wszystkie współczynniki doświadczalne, które w zależności od materiału przychodzą w odnośnych równaniach. Pod temi założeniami będzie naturalnie problem fundacji zupełnie bez zarzutu rozwiązany, albowiem charakter zbadanych pokładów jest stały. Natomiast w odniesieniu do wymiarów nawierzchni drogowej będziemy w ciągłej nieświadomości, albowiem wytrzymałościowe właściwości odnośnych warstw ziemnych zmieniają się jeszcze przed wykonaniem nawierzchni poprostu z tygodnia na tydzień, właśnie z powodu wpływów, o których, zresztą dość pobieżnie mówiliśmy poprzednio. W dodatku należy zauważyć, że po ukończeniu nawierzchni występuje znowu zmiana w właściwościach podłoża, której przewidzieć nie jesteśmy w stanie.

---

<sup>8)</sup> Dr. Ing. Karl von Terzaghi: Bodenuntersuchung für Strassenbauzwecke. Der Bauingenieur Nr. 15/16 ex 1934.

Z przedstawionego dotychczas stanu rzeczy wynikałoby jednak zupełna bezradność nasza wobec poruszonego problemu. Otóż tak nie jest, albowiem zdajemy sobie już dzisiaj dobrze sprawę z tego, że najgłówniejsze, ujemne objawy pokładów ziemnych jak: skurcz, pęcznienie z powodu mrozu, powiększenie objętości, osiadanie się, wyluszczenie w przekrojach, wypływanie materiału ziemnego i t. p., jednym słowem cały szereg najważniejszych zjawisk chorobowych są zależne od pięciu zasadniczych właściwości: spójności, wewnętrznego tarcia międzycząstkowego, ściśliwości, elastyczności i włoskowatości. Zbadanie zatem tych właściwości doprowadza nas z jednej strony do pewnej systematyki w zróżniczkowaniu pokładów ziemnych w podłożu, odbiegającej zresztą bardzo daleko od obowiązującego do niedawna, niezmiernie prymitywnego podziału na ziemie przepuszczalne i nieprzepuszczalne, z drugiej zaś do przewidzenia możliwych środków zaradczych celem opanowania wskazanych powyżej dolegliwości podłoża. Dajnoza podłoża pozwoli nam nadto na ustalenie pewnych związków pomiędzy pokładem ziemnym a stykającą się z nim nawierzchnią; innemi słowy umożliwi nam ocenę, które typy nawierzchni będą w danych warunkach podłoża możliwe do wykonania bez ponoszenia ryzyka zniszczenia budowli w krótkim czasie.

Badanie ziem pod względem ich przydatności dla celów budowlano-drogowych posunięte zostały dotychczas najdalej w Stanach Zjednoczonych Am. Płn. oraz w Z. S. R. R.<sup>9)</sup> Zadaniem tej nowej gałęzi nauki, mającej za sobą zaledwie kilkanaście lat studjów i doświadczeń jest badanie i klasyfikacja ziem pod kątem widzenia ich przydatności dla celów drogowych. W pierwszych okresach badawczych podział pracy skutecznym się niejako samoczynnie w ten sposób, iż Amerykanie główny nacisk położyli na badanie materiałów ziemnych jako podłoża dla nowoczesnych typów nawierzchni (przeważnie betonu), w Sowietach natomiast przeważały badania ziem pod względem ich przydatności dla samoistnych dróg gruntowych. Podział ten wynikał zresztą z rodzimego i dostosowanego do warunków swoistych budownictwa drogowego.

Pierwotne studja nad materiałami ziemnymi, w obu wy-

---

<sup>9)</sup> Redlich-Terzaghi-Kampe: Ingenieurgeologie 1929.

mienionych krajach szły nieco rozbieżnie. Punktem wyjścia dla początkowych badań amerykańskich było przeświadczenie, że pomiędzy własnościami surowych materiałów, zatem ziemi w stanie przerobionym i rozruszonym a zachowaniem się spoczywającej na podłożu nawierzchni, istnieje zupełnie prosty i jednoznaczny związek. Sowiety natomiast oparły się w zupełności na wysoko stojącej u nich nauce o glebie. Innemi słowy Ameryka zajęła się podłożem raczej z punktu widzenia statyki układów ziemnych, bez uwzględnienia całego szeregu momentów poza możliwością teoretycznego ujęcia, Sowiety zaś pominęły zupełnie statyczne właściwości pokładów ziemnych, traktując ziemię wyłącznie pod kątem widzenia jej własności glebotwórczych. Mniej więcej jednak przed laty 10 spostrzeżono i tu i tam, że prawdy należy szukać pośrodku, że zarówno czynniki pozornie uboczne, które odgrywają również rolę w wegetacji, jak i mechanika układów ziemnych nie mogą być w rozwiązaniu zagadnienia podłoża pominięte, lecz muszą być rozpatrywane w organicznej całości. W ten sposób powstała nowa, ujednostajniona, potężna gałąź nauki oparta głównie na bezpośrednich badaniach i empirji, której kolebką w Stanach Zjednoczonych jest Biuro Dróg Publicznych (Bureau of Public Roads) w Waszyngtonie.

Jednym z najważniejszych momentów w przeprowadzonych w Ameryce badaniach w tym kierunku jest t. zw. analiza stanu drogi przeprowadzana na istniejących drogach, która na podstawie bezpośrednich obserwacji ma umożliwić zbadanie związków pomiędzy własnościami podłoża a zachowaniem się nawierzchni. Rzecz zrozumiała, że ta analiza stanu może wydać odpowiednie rezultaty tylko przy pewnych skrajnych przejawach odnośnie do zachowania się nawierzchni. Z tego powodu wybiera się odcinki dróg albo niespodziewanie szybko zniszczonych albo też o wyjątkowo długim okresie dobrego utrzymania się i na tych odcinkach przeprowadza się w pierwszym rzędzie jak najdokładniejszy opis właściwości podłoża, stosunków odnoszących się do wody zaskórnej oraz szkód, które uwidoczniły się na jezdni, usiłując z przeprowadzonych obserwacji wyciągnąć wnioski, uzasadniające zaobserwowany stan nawierzchni oraz ocenę wartości proponowanych środków zaradczych. Jako dalszy etap tej pracy jest obser-

wacja skuteczności udzielonej drodze pomocy, usuwanie ewentualnych omyłek oraz doprowadzenie leczenia drogi do możliwego optimum. Jak widzimy z tego jest to praca żmudna, długotrwała, o charakterze ściśle empirycznym, która wydała dotychczas tak dobre rezultaty, iż zaczyna sobie zdobywać coraz większe prawo obywatelstwa.

Ponieważ dobroć nawierzchni, a zatem jej długotrwałość oraz koszty utrzymania zależą poza techniczną wartością jezdni od tektoniki warstw ziemnych, na których droga została wybudowana, od rodzaju materiału poszczególnych warstw, ich struktury w stanie rodzimym, topografii partyj sąsiednich, stosunków klimatycznych, opadowych i wód zaskórnych a wreszcie od wielkości odbywającego się na drodze ruchu, przeto przy ustaleniu analizy stanu muszą być wszystkie wymienione momenty uwzględnione.

Przeprowadza się przeto w pierwszym rzędzie dokładny pomiar przekrojów poprzecznych, aż do odległości mniej więcej 50 m z każdej strony od osi drogi, przyczem odstępów tych profili wynoszą około 15 m. Tutaj muszą być również zaznaczone te wszystkie zmiany, jakich droga doznała w trakcie swego istnienia, przyczem wielkie usługi oddaje tu fotografia. Po wykonaniu tej pracy następuje najistotniejsza jej część, mianowicie przeprowadzanie prób gruntu z pomocą otworów wiertniczych, świdrami o średnicy 3,8 cm do głębokości co najmniej 1.00 — 1.50 m poniżej niwelety drogi. W przekopach bada się również na wcięciach skarp rodzaj i gatunek materiałów ziemnych. Odstępy wierceń są dość znaczne (około 30 m). Dopiero w wypadku, gdy rezultaty sąsiadujących ze sobą otworów wiertniczych są różnorodne, przeprowadza się w danym przekroju tak dużą ilość wierceń dodatkowych, by można było ustalić dokładnie rozgraniczenie poszczególnych warstw i sposób przechodzenia jednej w drugą. Na miejscu następuje zbadanie uzyskanych próbek wedle tych samych typów, jakie stosuje się przy ocenie gleby dla celów gospodarczych, a odnośny opis zawiera daty odnoszące się do uziarniania, a więc czy jest jednolite, czy różnorodne, grube, średnie lub miאלkie, wyokrąglone lub ostrokrawędziste i t. p., do barwy, struktury, spoiwości, wytrzymałości, rodzaju lepiszcza pomiędzy poszczególnymi ziarnami, ogólnego charakteru chemicznego szczególnie

w odniesieniu do zawartości materji organicznych, soli, wapna i t. p., wreszcie do przepuszczalności.

Szczególną uwagę przykłada się do tego, by otrzymać próbki pokładów ziemnych w ich rodzimem złożu, albowiem, jak już poprzednio wspomiano, przeważna część fizycznych własności gleby zmienia się przy strukturalnych przemieszczeniach pojedynczych ziarn próbki. Nadto rozchodzi się o to, by próbka doszła do laboratorium w tym stanie nasycenia wodą, w jakim badany pokład znajduje się w naturze. Wynikają z tego bardzo rygorystyczne zabiegi około wydobycia próbki, jej opakowania i przesyłki<sup>10)</sup>, które muszą być zachowane celem umożliwienia badań laboratoryjnych. Jest to praca żmudna i kosztowna, która jednakże warunkuje przeprowadzenie należytej ekspertyzy.

Uzyskane daty przedstawia się graficznie na odpowiednich przekrojach, przyczem poszczególne, następujące po sobie warstwy otrzymają bieżącą numerację w liczbach nieparzystych, rozpoczynając od góry 1, 3, 5 i t. d. a to w tym celu, by ułatwić sobie ewentualne późniejsze wstawienie dodatkowych warstw pośrednich, które podówczas nosić będą numerację parzystą 2, 4, 6 i t. d.

Rzecz jasna, że wykonane w polu zbadanie i opis posiada do pewnego stopnia charakter przybliżony. Celem przeprowadzenia później mechanicznej analizy w laboratorium pobiera się z reguły z każdej warstwy i każdego otworu wiertniczego próbki o wadze około 2,5 kg. które służą później po ustalenia uziarnienia, konsystencji w granicach Atterberga, równoważnika wilgoci, który jest dla ziem chudych miarą przepuszczalności, dla tłustych zaś miarą ściśliwości oraz próby Rose'go.

Mimoходом dodać tu należy, iż w najnowszych czasach zastosowano już nawet w Europie<sup>11)</sup> sejsmograficzne badania wstrząsów podłoża przy przejeździe pojazdów, których celem jest ustalenie wielkości drgań w terenie naturalnym oraz po ukończeniu korekcji podłoża. Nie potrzebuje specjalnego udowodnienia fakt, jak wielkie znaczenie dla całej nawierzchni po-

<sup>10)</sup> Sprawą tą zajmuje się Dr. L. Casagrande w pracy p. t.: Die Entnahme von Bodenproben im Strassenbau, Der Strassenbau Nr. 6 ex 1934.

<sup>11)</sup> A. Blumer: Strasse auf schwankendem Grund. Schweizerische Zeitschrift für Strassenwesen. Nr. 14 ex 1934.

siada poprawa podłoża. celem zmniejszenia powstających wstrząsów. Pod tym względem uzyskane rezultaty wskazują na celowość badań sejsmograficznych.

Po dokonaniu tej ostatecznej pracy następuje zaszeregowanie zbadanego materiału w jeden z ustalonych typów ziem, przyczem zasadniczo podzielone są one na dwie klasy A) i B) <sup>12)</sup>. Do typu A) należą materiały ziemne w podłożach jednostajnych, do grupy B) podłoża niejednostajne. Typ A) dzieli się na następujące grupy: <sup>13)</sup>.

*Grupa A 1.* Materiał różnorodny co do uziarnienia, z trwałą spójnością. Przy drogach ziemnych, nieutrwalonych przeciwstawia wielki opór naciskowi kół przy każdym stanie pogody. Jest to materiał doskonały pod drogę, szczególnie przy utrwaleniu go odpowiednim lepiszczem lub przy pokryciu słabym fundamentem. Przeważają tu piaski ilowe.

*Grupa A 2.* Materiał składający się z grubszych i drobnych elementów w stosunkach ilościowych jednak niekorzystnych, z silnie zmienną spoistością. W okresie niepogody, albo dostępie wody z innej przyczyny, następuje rozmiękczenie. Wysuszenie powoduje zanik spoistości. Ziemie te mogą stanowić odpowiednie podłoże dla nawierzchni drogowej tylko w pewnych szczególnych stosunkach. Przeważają tu również piaski ilaste.

*Grupa A 3.* Materiał gruboziarnisty, bez spoistości, objętościowo stały, wytrzymały na mróz, przedstawiający jednak mały opór naciskowi kół. Stanowi on dobre podłoże pod nawierzchnie wszelkiego typu. Zasadniczy typ: piasek.

*Grupa A 4.* Materiały o małej wewnętrznej spoistości, o zupełnym braku elastyczności, natomiast wybitnej włoskowości. Wchłaniają chciwie wodę, rozluźniając się przytem zupełnie. Płytkie względnie niekorzystne położenie wody zaskórnej doprowadza przy tych materiałach glinowych do ruchów

---

<sup>12)</sup> C. A. Hogentogler, A. M. Wintermayer, E. A. Willis: Subgrade Soil Constants, their significance and their application in practice. Public Roads Vol. 12, Nr. 5 1934 (Podłoże i wskaźnik ziem, ich znaczenie i użycie w praktyce).

<sup>13)</sup> O podziale tym pisze już Inż. A. Missbach w swej pracy p. t. Badanie podłoża dróg oraz zasady projektowania nawierzchni. Wiadomości Drogowe Nr. 83.

z powodu mrozów. Wskutek miejscowych obciążeń wytwarzają się w nich zagłębienia nieelastyczne. Nieodpowiednie na podłoże ani przy nawierzchni monolitowej (podnoszenie się w czasie mrozów) ani też przy nawierzchniach poddających się, z powodu zbyt wielkiej podatności. W przewodze swej są to gleby plastycznego iltu.

*Grupa A 5.* Materiały objęte tą grupą są mniejwięcej analogiczne z poprzednimi z tą różnicą, iż ugnioty ich są natury elastycznej. Po usunięciu się koła, podłoże powraca do swego pierwotnego kształtu. Ta wybitna elastyczność materiału ziemnego utrudnia zawałowanie nawierzchni. Jezdnie makadamowe ułożone na nich wykazują po ukończeniu włoskowate rysy, spowodowane powrotem skomprimowanego podłoża do pierwotnego przekroju. Również nawierzchnie betonowe podlegają na nich, szczególnie w okresie wiązania, możliwościom rozerwań i pęknięć. Typem zasadniczym elastyczny ilt.

*Grupa A 6* Są to ziemie iltowe bez grubszych części składowych. Przy nawierzchniach makadamowych, szczególnie w tym wypadku, gdy układane są bez pokładu dolnego, występuje przy silniejszym dopływie z zewnątrz wody, wybitne ich rozmiękczenie, a w następstwie wpychanie się ziemi w puste miejsca nawierzchni oraz opadanie całej partji. W nasypach wywiązują się tendencje usuwiskowe. Zawałowanie jezdni tłuczniowych jest na nich możliwe li tylko przy ich sztywnej konsystencji. Podlegają silnym zmianom objętościowym z powodu pęcznienia i skurczu w miarę przyrostu, względnie ubytku wilgoci. W nawierzchniach betonowych łatwa możliwość powstawania rys i pęknięć.

*Grupa A — 7.* Są to ily podobne do grupy poprzedniej, jednakże posiadają swoistą elastyczność. Podlegają jeszcze większym zmianom objętościowym pod wpływem wilgoci aniżeli materiały poprzednie. Ułożone na nich jezdnie betonowe są często rozrywane już w okresie wiązania, przyczem występują możliwości przesunięć pionowych pojedynczych części nawierzchni.

*Grupa A — 8.* Należą tu bagniska i torfy, na których ułożenie nawierzchni bez poprzedniego wzmocnienia jest niemożliwe.

Typ B) dzieli się na grupy:



*Grupa B* — 1. Zupełna niejednostajność właściwości podłoża z powodu częstej i gwałtownej zmiany przekrojów warstw lub też z powodu gwałtownych zmian w wodach gruntowych.

*Grupa B* — 2. Podłoża w nasypach wytworzonych nieregularnie i z rozmaitych materiałów.

*Grupa B* — 3. Partje graniczne pomiędzy przekopem a nasypem, a zatem tam, gdzie podłoże przechodzi z terenów rodzimych w sztuczne.

Podłoża B) należą do bardzo niebezpiecznych, a zniszczenie na nich jezdni betonowych, szczególnie nieuzbrojonych, jest wprost nieuniknione. Również nawierzchnie niemonolitowe ulegają na nich silnemu zniszczeniu, względnie stają się w danej partji bardzo nierówne. Z tego powodu wysuwają się poważne wątpliwości, czy usprawiedliwionem jest, przy zastosowaniu wartościowszych typów jezdni, prowadzenie trasy drogowej na zboczach t. z. przekrojami odcinkowymi, w których występuje równocześnie przekop i nasyp. Osiadanie się bowiem jezdni w jednym i tym samym przekroju musi być nierównomierne.

Jak z przedstawionego szematu widzimy jest tu podział materiałów ziemnych z uwagi na ich techniczno-budowlaną przydatność dla celów drogowych zupełnie odmienny od dotychczasowych, prymitywnych pojęć. Różne rodzaje materiałów, zachowujące się przy pewnych klimatycznych, strukturalnych i wodnych stosunkach identycznie, będą należały do jednej grupy, o jednej wartości. Szczególniej należy zwrócić uwagę na różnice pomiędzy typem podłoża A) i B). Typ B) może się składać z jaknajlepszych, wedle dotychczasowych pojęć materiałów ziemnych, a mimo tego będzie dla celów drogowych nieprzydatny z uwagi na właściwości, nie stojące w żadnym związku z rodzajem materiału a raczej związane ze stosunkami wytworzonymi wskutek projektu i wykonania.

Trzeba jednakże zaznaczyć, iż wymieniony podział, dość drobiazgowy, wytworzony został w stosunkach amerykańskich, gdzie buduje się drogi przeważnie bez fundamentu, względnie dolnego pokładu, gdzie zatem wpływ podłoża na stan nawierzchni uwidacznia się znacznie silniej aniżeli u nas. Przy naszych typach jezdni, posiadających prawie z reguły pokłady dolne, oddziaływanie podłoża na jezdnie przybiera prawdopo-

dobnie nieco skromniejsze rozmiary, jakkolwiek trudno nam tutaj o bardziej szczegółowe uzasadnienie tego zapatrywania.

Uszkodzenia, grożące drogom w odniesieniu do poruszonego tematu są prawie z reguły spowodowane trzema ujemnymi objawami. Temi są osiadanie się, przełomy i usuwiska.

Osiadanie, i to często nierównomierne, konstatujemy tak w rodzimym materiale (przekopy), jak również w przerobionym (nasypy). Wspomniana nierównomierność osiadania się jest częstym powodem lokalnych zapadlisk w nawierzchni, powstawania fal w jezdniach bitumicznych oraz rys i pęknięć przy typach monolitowych.

O szkodliwości przełomów nie potrzeba nikogo pouczać. Wskazać jednakże trzeba na to, iż pomimo świadomości o grozie tego niebezpieczeństwa, zbyt często zapomina się o niem w czasie opracowywania projektu drogowego. Należy przytem pamiętać, iż powstają one rzadziej wskutek przybierania na objętości w czasie mrozów wody, która znajdowała się we wnętrzu korpusu drogowego lub też przedostała się tam z opadu, częściej natomiast wskutek stałej wędrówki wody od spodu na zasadzie włoskowatości przez co, w okresach zimowych wytwarzają się wybitne nagromadzenia soczewkowatych warstw lodowych.

Co do urwisk, to możemy mieć do czynienia z typem rodzimym, tak często spotykanym u nas na Podkarpaciu (usuwiska na zboczach), lub też z usuwiskami wytworzonymi sztucznie tak w przekopach (wyluszczenia skarp), jak w nasypach. Objawy tych ostatnich, występujące przeważnie na wiosnę, spowodowane są bądź to brakiem zastosowania sączków, bądź też szczególnie w nasypach, nieodpowiednim materiałem lub też nieudolnym wykonaniem.

Rzecz jasna, iż postawienie djaгноzy co do zbadanego podłoża nie załatwia dla technika sprawy ostatecznie, a jest raczej punktem wyjścia dla zarządzenia odpowiednich środków zaradczych, poprawiających skonstatowany stan. Jest to czynność tem ważniejsza iż obecnie zdobywa sobie coraz więcej uznania zapatrywanie, że poprawa podłoża pod względem jego wytrzymałości wypada znacznie ekonomiczniej, aniżeli budowa silniejszych nawierzchni<sup>14)</sup>.

<sup>14)</sup> Dr. L. Casagrande: Bemerkungen über Betonstrassen in den Vereinigten Staaten. Der Strassenbau Nr. 16 ex 1934.

Z ważniejszych zarządzeń, mających na celu poprawę stosunków podłoża wymienić należy następujące:

a) Odwodnienie podłoża bądź to rowami otwartymi, bądź też drenami i sączkami. Pod tym względem projekt nie może być jednak szematyczny lecz musi być dostosowany do skonstatowanych warunków. Przewodnienie podłoża doprowadza w rezultacie przy grupach A — 6 i A — 7 do zupełnego rozluźnienia spójności, zaś przy grupach A — 4 i A — 5 do zmniejszenia spójności oraz wewnętrznego tarcia międzycząstkowego. Tutaj odwodnienie podnosi, przy istnieniu pewnej porowatości lub szczelin w wysokim stopniu wytrzymałość podłoża, a tem samem polepsza znacznie stosunki wytrzymałościowe w nawierzchni. Poniżej podane zestawienie<sup>15)</sup> odnoszące się do nieuzbrojonej płyty betonowej  $2.15 \times 2.15$  m, ułożonej na mokrym oraz na osuszonym podłożu ilowem wykazuje dobitnie istotną wartość odwodnienia:

| Grubość płyty betonowej cm. | Stosunek mieszaniny betonu | Obciążenie łamiące w kg. |                    |
|-----------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------|
|                             |                            | mokre podłoże            | odwodnione podłoże |
| 10                          | 1 : 1 $\frac{1}{2}$ : 3    | między<br>906 a 3624     | 6200               |
| 15                          | 1 : 1 $\frac{1}{2}$ : 3    | 5810                     | 9060               |
| 20                          | 1 : 1 $\frac{1}{2}$ : 3    | 11733                    | 20200              |
| 15                          | 1 : 3 : 6                  | 4360                     | 8300               |

Okazuje się z niego, iż z reguły jezdnie ułożone na podłożu osuszonym wykazywały wybitnie większe wytrzymałości.

Trzeba jednak pamiętać, iż w pokładach zbitych, bez pęknięć (gatunki jednorodne grupy A — 6 i A — 7) oraz tam, gdzie stosunki terenowe nie pozwalają na obniżenie zwierciadła wody zaskórnej do głębokości większej, aniżeli wysokość ssania wody na zasadzie włoskowatości, posiada odwodnienie stosunkowo małą wartość. W tych wypadkach, szczególnie w nasypach należy raczej przewidzieć możliwość przełożenia gatunków włoskowatych warstwą kamieni lub żwirów, które zniweczą włoskowatość a temsamem uniemożliwią przedostawanie

<sup>15)</sup> Dr. Ingj Haller: Beziehungen zwischen Verkehrslast, Strasse und Untergrund. Schweizerische Zeitschrift für Strassenwesen Nr. 18 ex 1934.

się wody w zetknięcie z nawierzchnią. Dreny i sączki działają najpewniej podówczas, gdy zadaniem ich będzie odprowadzenie wody z naturalnego poziomu wód zaskórnych. W naszych warunkach klimatycznych należy nadto przewidzieć środki zaradcze przeciwko zamarzaniu wylotów drenów i sączków, które spowodować może zatrzymanie się wody w najkrytyczniejszym okresie w podłożu.

Odwodnienie ziem grupy A — 1 będzie miało na celu z reguły zmniejszenie niebezpieczeństwa tworzenia się bąbli w nawierzchni, spowodowanych powstawaniem pod jezdnią soczewkowatych elementów lodowych, przy ziemiach natomiast grupy A — 2 oprócz tego samego celu również zapobiegnięcie zmiękczeniu lepszczą spajającego poszczególne ziarna ze sobą.

Niektórzy praktycy<sup>16)</sup> radzą w wypadkach braku w terenie odpływu dla drenów i sączków, zakładanie studzienek ściekowych, wypełnionych kamieniem, doprowadzonych w swej głębokości aż do warstw przepuszczalnych, do których woda może być odprowadzona. Środek ten uważam za dość wątpliwej wartości z uwagi na konieczność przebijania studzienką często dość grubej warstwy zbitego i nieprzepuszczalnego materiału, a więc znacznych kosztów oraz możliwych niespodzianek, albowiem trafiały się już wypadki, że tego rodzaju studzienka służyła właśnie znakomicie dla doprowadzania w górę wody z warstw spodnich na zasadzie ciśnienia hydrostatycznego.

b) Napawanie górnych warstw ziemnych materiałami bitumicznymi do głębokości 4 cm, celem uniemożliwienia względnie utrudnienia przedostawania się wody opadowej do wnętrza pokładów, a temsamem zapobiegnięcia rozmiękczenia się podłoża. Napawanie to może być również zastąpione naniesieniem bitumicznej warstewki ziemnej o grubości dostosowanej do warunków. Zawarty wewnątrz ziemi bitum pozwala na pewne przesunięcia cząsteczek materiału pod wpływem ruchu bez żadnej szkody dla nieprześlakliwości materiału. Warstwa taka działa również dodatnio z punktu widzenia przedostawania się wody od spodu ku górze. Grubość jej zależy od wytrzymałości terenu i wielkości ruchu. Przy grupie A — 3

<sup>16)</sup> Grünewald: Beziehungen von Untergrund und Unterbau zur Fahrhanddecke. Wasser und Wegebau-Zeitschrift Nr. 19, 20, 21 ex 1934.

lub A — 1 wystarcza zwykle 3 cm, przy gruntach złych bywały jednakże wypadki, że już pod wpływem ruchu lekkiego przelamywały się zupełnie warstwy bitumiczne nawet 10 cm grubości. Ten typ wzmocnienia nie nadaje się jednak dla ziem zbyt elastycznych. Dobre usługi oddaje przewalowywanie pokładu.

c) Przykrycie podłoża tekturą bitumiczną lub maziową zyskuje w ostatnich czasach wielu zwolenników. Jest to izolacja nawierzchni od spodu. Jeżeli przypomniemy, że ten sposób zwalczania przedostawania się wilgoci w formie kapilarnej jest przecież oddawna stosowany w budownictwie mieszkalnym i uzyskał tam już od bardzo dawnych czasów prawo obywatelstwa, natenczas dziwić się tylko należy, że podobnie prymitywny i prosty środek tak późno znalazł zastosowanie w budownictwie drogowym.

d) Sztuczne przemieszanie materiału podłoża przy grupie A—4 do A—7 (ziemie iłowe) z gruboziarnistym piaskiem i żwirem, zaś przy grupie A—2 i A—3 z piaszczystą gliną a następnie przewalowanie wytworzonego w ten sposób konglomeratu jest również środkiem stosowanym w szerokich granicach dla poprawy podłoża. Dobre usługi oddawać będzie mechaniczne wykonanie tego przemieszania z pomocą bron talerzowych. Sposobu tego nie potrzebujemy bliżej rozpatrywać, albowiem znalazł on już powszechne użycie w budowie t. zw. ulepszonych jezdni ziemnych nietylko w Ameryce i w Rosji ale również i u nas, bądź to w formie dróg ziemnych żwirowanych, bądź to t. zw. piaskowo-glinowych.

e) Zagęszczanie pokładów, które stanowi do dzisiaj jeszcze problem nienależycie rozwiązany, jest możliwe różnymi sposobami. Przykłady, często bardzo starannej roboty pod tym względem mamy w budowie kanałów oraz ziemnych przegród dolin<sup>17)</sup>; niestety stosuje się tam sposoby wymagające tak poważnej aparatury, że jest ona niemożliwą do sprawienia przy skromniej pod względem finansowym pomysłanych drogach. Tutaj często skazani jesteśmy na zagęszczanie przez intensywny

<sup>17)</sup> E. Tode: Spülkipfverfahren und Toneinbau der 17 m. hohen Dammstrecke des Mittellandskanals nördlich Magdeburg. Bautechnik Nr. 44 i 45 ex 1932.

Marks: Der Staudamm von Ottmachau. Bautechnik Nr. 1 ex 1932.

ne wałowanie podłoża z pomocą wałów mechanicznych o ciężarze przewyższającym 10 t. Zaznaczyć należy, iż pożądanym jest raczej słabsze zagęszczenie jednakże o ile możliwości jednostajne na dłuższej przestrzeni. W budowanych obecnie niemieckich drogach samochodowych zagęszczają pokłady ziemne albo wałami, albo też mechanicznymi ubijakami, pracującymi dość różnorodnie. Są to albo ciężkie baby umieszczone na żurawiach osadzonych na czołgach<sup>18)</sup>, albo też ubijaki<sup>19)</sup> w podobnej formie, jaką widzimy przy mechanicznych ubijaczach nawierzchni betonowych. W Ameryce przyjęła się forma zagęszczania pokładów ziemnych w nasypach z pomocą szlamowania. Mianowicie przewód wodny bywa wtykany, aż do  $\frac{2}{3}$  wysokości nasypu, poczem następuje przepuszczanie wody tak długo, aż ukaże się ona w szerokim kręgu na powierzchni nasypu. Powtarza się to w odstępach kilkumetrowych. Przepływająca woda powoduje silne osiadanie się nasypu a temsamem jego zagęszczanie, które jednak pomimo wysiłków nie jest w możności doprowadzić do zupełnie zadowolniającego stanu. Z tego powodu przyjął się tam ten tok postępowania, iż nawet w wypadkach sztucznego zagęszczania pokładów, wykonanie nawierzchni następuje dopiero co najmniej po upływie roku do ukończenia nasypu.

Rzecz jasna, iż mniej lub więcej dodatni wynik zagęszczania, zależny będzie nie tylko od sposobu jego wykonania i użytych do tego maszyn i narzędzi, lecz również, a może nawet w większej mierze od rodzaju ziemi, z jaką mamy do czynienia. Z tego powodu, szczególnie odnośnie do nasypów, trzeba dużego krytycyzmu przy wyborze materiałów, mających się użyć do roboty, pod warunkiem naturalnie, iż możliwość wyboru wogóle istnieje. O ile skazani jesteśmy na użycie ziemi zachowującej się opornie na sztuczne zagęszczenie, nie pozostanie często nic lepszego do zrobienia, jak ułożenie wartościowszej nawierzchni na nowo budowanej drodze dopiero po kilkoletnim wykonaniu nasypu.

Szczególnie baczną uwagę należy poświęcić starannemu

<sup>18)</sup> Scotland: Dammschüttungen im Strassenbau. Der Strassenbau Nr. 5 ex 1934.

<sup>19)</sup> Neuerung auf dem Gebiet der Boden-und Oberflächenverdichtung. Die Autobahn Nr. 18 ex 1934.

wykonaniu nasypów za przyczółkami obiektów drogowych, albowiem są to punkty nader niebezpieczne z uwagi na utrzymanie jezdni.

f) Przekładanie miążkich pokładów warstwami ziem gruboziarnistych, względnie żwiru, tłucznia kamiennego lub szlakowego posiada wybitnie dodatnie znaczenie, szczególnie podówczas gdy rozchodzi się o niedopuszczenie do włoskowatego doprowadzania wody z niżej położonego zwierciadła wód zaskórnych do wysokości zamrozu. Osiąga się przytem ubocznie lepszy rozkład ciśnień, szczególnie podówczas, gdy rozchodzi się o wysokie nasypy.

Podane zestawienie środków zaradczych, mających na celu poprawę podłoża jest dalekie od wyczerpania. Zresztą każdy dzień poprostu przynosi w tej mierze postępy i nowe zabiegi. Ma ono na celu wskazanie li tylko najważniejszych możliwości w tym kierunku oraz zwrócenie uwagi na ważność poruszonego problemu dla dobroci jezdni.

Jak już powyżej wskazałem typ pracy nad badaniem podłoża nie ma w Ameryce i w Rosji nic wspólnego z teorią, a oparty jest na bezpośrednich spostrzeżeniach analizy stanu istniejących dróg i na wyciąganiu z tych analiz odpowiednich wniosków. Jeżeli zachodzą pewne wątpliwości co do rzetelności tych wniosków, podówczas sprawdza się je na specjalnie wykonanych przestrzeniach próbnych. Jest zatem rzeczą zrozumiałą, że przeprowadzenie całej czynności wymaga z jednej strony dość licznego, a co najważniejsze fachowego personelu, powtórę dłuższego okresu czasu, który przecież w odniesieniu do poruszonego zagadnienia jest czynnikiem niezmiernie ważnym.

Organizacja tego naukowego działu pracy w Stanach Zjednoczonych mieści się w ramach Urzędu Państwowego dla dróg publicznych (Bureau of Public Roads). Biuro to utrzymuje w Arlington laboratorium do przeprowadzania bieżących badań materiałów ziemnych, zaś w Cambridge (Massachusett) badawcze laboratorium gleby. Programy prac w terenie opracowuje centrala w Waszyngtonie przy pomocy Wydziału badania budowy dróg (Highway Research Board).

Analiza stanu istniejących dróg obejmuje następujące czynności:

1. Studja przedwstępne polegające na obchodzie ważniejszych ciągów drogowych przez reprezentantów centrali i wybór tych przestrzeni, które się najbardziej nadają do zanalizowania.

2. Szczegółowy obchód wybranej partji przez inżyniera drogowego i gleboznawcę, opracowanie wstępnego sprawozdania o stanie drogi oraz o stosunkach geologicznych i hydrograficznych w obrębie badanej przestrzeni.

3. Pomiar i rejestracja zauważonych defektów, wiercenie otworów próbnych w granicach poprzednio opisanych, zamagazynewanie próbek, wykreślenie przekrojów poprzecznych.

4. Przeprowadzenie badań w laboratorium i opracowanie rezultatów.

Przy zestawieniu sprawozdań wykorzystuje się naturalnie daty, które posiada już Urząd Gleboznawczy (Bureau of Soils).

Sowiety przekazały tę samą sprawę założonemu w r. 1924 Biuru Badawczemu dla budowy dróg. Biuro to obejmuje oddziały dla badań gleby, dla studjów gospodarczych, dla badań drogowo-budowlanych oraz dla analizy stanu dróg. Jak już poprzednio zauważono zajmuje się ono w pierwszym rzędzie taniemiami typami ulepszonych dróg ziemnych.

Zapytać wreszcie należy czy przeprowadzona praca opłaca się; innemi słowy czy kapitał włożony w bądź co bądź uciążliwe studja znajduje rekompensatę w kosztach budowy dróg i ich utrzymania. Nie jest to pytanie o wartości teoretycznej, posiada ono bowiem tem większe znaczenie, im z uboższym krajem mamy do czynienia.

Najlepszą odpowiedź na to uzyskujemy na przykładzie amerykańskich dróg betonowych. Jeszcze mniejwięcej przed 10 laty ustalano w Stanach Zjednoczonych najrozmaitsze szczegóły odnoszące się do budowy tych dróg, a więc grubości nawierzchni, odstępy szwów, stosunek grubości w środku do grubości krawężnej i t. p. bez zupełnego uwzględniania podłoża, a raz przyjęty przekrój stosowano no olbrzymio długich przestrzeniach. Rezultatem tego było, że istniały partje o niepotrzebnie nadmiernie grubych przekrojach, podczas gdy inne rujnowały się niezmiernie szybko i powodowały niepomiernie wysokie koszty utrzymania. Obecnie ustosunkowuje się wymiary nawierzchni z dostateczną pewnością do zmiennych warunków



podłoża, oszczędzając wydatnio w partjach korzystnych z punktu widzenia budowlanego; w przestrzeniach o złem podłożu poprawia się je możliwie najmniejszym kosztem, zastosowuje gęste szwy poprzeczne, względnie w razie konieczności wzmacnia się przekroje odpowiedniem uzbrojeniem. Celowość w pracy i zerwanie z szablonem jest rezultatem dotychczasowych wysiłków a wynikiem oszczędności tak wybitne, że przeprowadzenie budowy poważniejszej drogi w Ameryce bez poprzedniego szczegółowego zbadania podłoża jest dzisiaj już sprawą niemożliwą do pomyślenia.

Kończąc tych kilka słów o znaczeniu podłoża dla nawierzchni drogowych pragnę zwrócić uwagę na jedno. Studium budowy dróg nie jest do dzisiaj jeszcze umiejętnością w ścisłym tego słowa znaczeniu, a raczej dyscypliną polegającą w wybitny sposób na doświadczeniu. Jest faktem nie podlegającym zaprzeczeniu, że często doskonale drogi znajdują się w okręgu zawiadywanym przez inżyniera-praktyka, który z teorją nie wiele ma wspólnego a natomiast posiada bogate doświadczenie praktyczne.

Ciemną plamą jest jednakże to, że ludzie ci, wstydząc się czasami swych braków teoretycznych, są niezmiernie skąpi w publikowaniu, często z wielkim trudem i wysiłkiem zdobytych doświadczeń i wyników.

Dziedzina badań podłoża należy właśnie do tego działu pracy inżynierskiej, która opartą jest na doświadczeniu praktycznem, a którego żadne teoretyczne rozważania zastąpić nie są w stanie. Wyszukanie zatem tego rodzaju osobników, umożliwienie im zapoznania się z metodami pracy laboratoryjnej, która bezwątpienia rozszerzy ich horyzont fachowy jest zadaniem, które ciąży na naczelnym urządach naszych, którym pieczę nad drogami powierzono. Jeżeli chcemy mieć w przyszłości dobrze budowane drogi, musimy jak najspieszniej wykształcić sobie odpowiedni typ badaczy, którzy sprawę podłoża pod nawierzchnię postawią na tej wyżynie, jaka jej się słuszenie należy.

---

DR. INŻ. JAN BRANDT, GRÜN I BILFINGER S. A. MANNHEIM.

## POWSTAWANIE RYS I UZBROJENIE DRÓG BETONOWYCH.

(Tłumaczenie z niemieckiego inż. L. Hubla)

Rysy powstające w drogach betonowych mogą być trojkiego zupełnie od siebie różnego rodzaju a mianowicie:

1) Rysy włoskowate, które pokazują się jedynie na powierzchni drogi, rozgałęziają się siatkowato i powstają zawsze w wielkiej ilości jeżeli beton użyty do wierzchniej warstwy zawierał dużo cementu. Także wielka ilość wody dodana do betonu, względnie za szybkie wysychanie powierzchni betonu powodują powstawanie tego rodzaju rys.

2) Rysy pochodzenia statycznego albo powstałe od obciążenia występują przy niedostatecznej wytrzymałości płyt betonowych wskutek przekroczenia wytrzymałości betonu na rozciąganie. Za cienka płyta, za chudy beton, albo — przy starych drogach — za wielki wzrost nacisku kół i niejednolite warunki podparcia płyt betonowych i t. p. są bezpośrednim powodem powstania tego rodzaju rys.

3) Wreszcie powstają rysy wskutek zmiany objętości któremu to prawu beton podlega przy twardnieniu jak również pod wpływem warunków atmosferycznych przez to, że wytrzymałość betonu na ciągnięcie zostaje przekroczone.

Rysy (1) włoskowate nie są dla istnienia dróg betonowych niebezpieczne. W każdym razie zbrojenie płyt dla uniknięcia powstawania tego rodzaju rys dotąd chyba nie było stosowane.

Dla uniknięcia rys pochodzenia statycznego (2) zastosowanie uzbrojenia jest korzystne. Ponieważ jednak naprężenie rozciągające występujące przy zginaniu o które w danym wypadku chodzi mogą powstawać zarówno na dolnej jak i górnej powierzchni płyty, zastosowanie uzbrojenia będzie tylko wtedy dostateczną ochroną jeżeli zastosujemy uzbrojenie podwójne.

Według teorii o budowlach na elastycznym podłożu <sup>1)</sup> wywołują ciężary na brzegach a przedewszystkiem w narożach

<sup>1)</sup> Patrz n. p. Nadai *Elastische Platten* str. 185, Föppl: *Technische Mechanik* 5 tom. Schleicher: *Kreisplatten auf elastischer Unterlage*. *Festschrift zur Jahrhundertfeier der. techn. Hochschule w Karlsruhe 1925* i wiele innych.

plyt większe momenty niż w środkach płyt. Z tego powodu należałoby uzbrojenie płyty zwiększyć po brzegach o ile nie zwiększamy grubości płyty — co najczęściej jest stosowane. Aby dać przybliżone pojęcie o wielkości naprężeń rozciągających występujących przy dzisiejszych obciążeniach ruchowych podajemy poniżej kilka wartości wyrachowanych na podstawie ogólnie uznanych wzorów.

Pierwsze tego rodzaju obliczenia były przeprowadzone przez Amerykanina Goldbecka. Prowadzą one przy bardzo prostych założeniach do następujących formuł:

$$\delta_b = \frac{3P}{h^2}$$

gdzie  $P$  siła skupiona (nacisk koła) w kg

$h$  grubość płyty betonowej w cm

$\delta_b$  naprężenie zginające w betonie w kg/cm<sup>2</sup>

Gdy przyjąć dla  $P$  wartość 2500 kg co mniej więcej odpowiada maksymalnemu naciskowi koła pojazdu konnego o żelaznych obręczach to otrzymamy na podstawie powyższej formuły:

|                  |                                    |
|------------------|------------------------------------|
| dla $h = 10$ cm  | $\delta_b = 85$ kg/cm <sup>2</sup> |
| $h = 12$ "       | $\delta_b = 52$ "                  |
| " 14 " . . . . . | 38 "                               |
| " 16 " . . . . . | 29 "                               |
| " 18 " . . . . . | 24 "                               |
| " 20 " . . . . . | 19 "                               |

Z powyższych cyfr widać, że płyta betonowa o grubości 10 cm pod ciężarem skupionym 2500 kg musiałaby już ulec złamaniu. Ponieważ jednak cały szereg dróg betonowych posiadających nawet mniejsze grubości trzyma się dotychczas bardzo dobrze zatem wnosić trzeba, że równanie Goldbecka daje za duże wartości. To przypuszczenie potwierdzają obliczenia Maillarta<sup>2)</sup> skontrolowane praktycznymi pomiarami przez profesora Ros'a z Zurychu z polecenia szwajcarskiego towarzystwa „Portland” na drodze betonowej „Brugg — Bad Schinrnach w Szwajcarii.

<sup>2)</sup> Inż. R. Maillart „Die Material-Beanspruchung der Betonstrassen” Genewa Schweizerische Zeitschrift für Strassenwesen Nr. 16 i 17 rocznik 1929.

Maillart wyprowadza dla naprężeń zginających pod działaniem sił skupionych równanie  $\delta_b = \frac{2,25 P}{h^3}$  które tylko 75% tych wartości daje, które otrzymujemy z równania Goldbecka.

Badania prof. Ros'a udowadniają jednak, że także te wartości są jeszcze za wielkie.

Jest jasnym, że naprężenia w płytach leżących na elastycznym podłożu zależne są przy działaniu sił ruchomych od nośności podłoża, co zresztą wszystkie tego rodzaju obliczenia przewidują, wprowadzając w rachubę znamię podłoża  $C$ , względnie wychodząc z hipotezy Winklera (Teoria budowli na elastycznym podłożu).

$$p = C \cdot y$$

gdzie  $p$  = ciśnienie na grunt

$C$  = znamię gruntu

$y$  = wgłębienie w grunt odpowiednie ciśnieniu  $p$  na grunt.

Wady hipotezy Winklera są znane. W braku jednak odpowiedniejszego sposobu, może ona jako pierwsze przybliżenie dla tego rodzaju obliczeń służyć.

Widocznie wartość  $C$  jest dla dobrze przygotowanego podłoża bardzo wielka. W obliczeniach Amerykanina Dr. H. M. Westergaarda<sup>1)</sup> o naprężeniach w płytach betonowych jest wprowadzone pojęcie promienia sztywności, jako funkcje znamienia podłoża. Westergaard podaje dla promienia sztywności „ $l$ ” następujący wzór:

$$l = \sqrt{\frac{E \cdot h^3}{12 (1 - \mu^2) \cdot C}}$$

gdzie  $E$  = wskaźnik elastyczności

$h$  = grubość płyty

$\mu$  = liczba Poisson'a

i otrzymuje np. z tego wzoru dla sił skupionych w narożu następujące równanie dla naprężenia w płycie<sup>2)</sup>:

<sup>1)</sup> Dr. H. M. Westergaard „Analyses of stresses in concrete roads” Public Roads, kwiecień 1926.

<sup>2)</sup> Westergaard zużytkował przytem w swych obliczeniach podany przez Ritza w Journal de Crelle stosunek między elastycznym ujęciem obserwowanego punktu a jego obciążeniem.

$$\sigma = \frac{3P}{h^2} \left[ 1 - \left( \frac{a \sqrt{2}}{l} \right)^2 \right] 0,6$$

gdzie  $a$  = promień powierzchni obciążającej.

Równanie to przechodzi przy  $a = 0$ , a więc przy sile skupionej w formułę Goldbecka, do wszystkich zaś wartości  $a = 0$  daje dla naprężenia wartości mniejsze. Westergaard przyjmuje dla  $C = 1,5 - 6 \text{ kg/cm}^3$  mając na uwadze głównie stosunki amerykańskie.

W stanach Zjednoczonych układa się mianowicie większość dróg betonowych na drogach gruntowych, albo ledwie cośkolwiek skompromowanym gruncie bez specjalnego podłoża, gdy natomiast u nas w Europie częściej ten wypadek zachodzi<sup>1)</sup>, że droga betonowa ma zazwyczaj dostosować do nowoczesnego ruchu motorowego już istniejącą i dobrze ujeżdżoną drogę, np. płyta betonowa na starej szosie tłuczniowej, albo na starym dobrze zajeżdżonym bruku (droga Bremen — Grestemünde).

Ale także w tym wypadku przyjęcie wartości dla  $C = 5 - 10 \text{ kg/cm}^3$  jest jeszcze za niskie jak pomiary prof. Ros'a przy drodze Brugg — Schirnach wykazują. Płyta betonowa na tej drodze posiada grubość 15 — 17 cm i leży na starej dobrze ujeżdżonej szosie tłuczniowej.

Prof. Ros stwierdził, że wartość  $C = 10 \text{ kg/cm}^3$ , którą Maillart wprowadził do swych obliczeń daje dla tego rodzaju wypadków za wielkie wartości i raczej z wielokrotnością tej wartości należy liczyć.

Rzeczywistym stosunkom odpowiada zdaje się najlepiej metoda obliczeń Dr. Inż. Leitz'a<sup>2)</sup>.

Według formuł Leitz'a wypada nprz. przy grubości płyty 15 cm przy skrajnem ustawieniu ciężaru koła o ciśnieniu 4,8 tonn<sup>3)</sup> na pneumatykach, naprężenie zginające 20 — 25  $\text{kg/cm}^2$

<sup>1)</sup> Przy mających być wybudowanych nowych drogach samochodowych trzeba będzie przy wymiarowaniu płyt betonowych ten wzgląd mieć na uwadze. Mniejsza wartość znamienia gruntu powoduje większą grubość płyty.

<sup>2)</sup> Dr. Inż. Leitz: Zur Berechnung der Betonstrassenoberbaues. Die Bautechnik rok 1926 str. 645.

<sup>3)</sup> Wg. rozporządzenia o pojazdach mechanicznych z 10. V. 1932 wynosi maksymalny nacisk osiowy samochodów ciężarowych 8-t. najwyższe zatem dopuszczalne ciśnienie koła łącznie z 20% dodatkiem dynamicznym 4,8 tonn.

zależnie od wielkości współczynnika sprężystości (180,000 — 300,000 kg cm<sup>2</sup>).

Te naprężenia są naturalnie jak dla płyty nieuzbrojonej bardzo wielkie. O ile się zgrubi płytę na brzegach do 20 cm to otrzymujemy naprężenia tylko 11 — 14 kg/cm<sup>2</sup> a przy zgrubieniu do 25 cm tylko 7 — 9 kg/cm<sup>2</sup>. Przy samochodach ciężarowych na pełnych gumach wzrastają powyższe wartości o około 50% na skutek przenoszenia się ciężaru przez mniejszą powierzchnię.



Rys. 1. Typowa rysa podłużna na drodze betonowej o szerokości 5 m, grubości płyty 15 cm w środku i 20 cm na brzegach. Przyczyna—złe odwodnienie podłoża.

Zgrubiona na brzegach do 23 cm nieuzbrojona płyta betonowa przenosi zatem — przy wytrzymałości na zginanie około 40 kg/cm<sup>2</sup>, którą dla dobrego betonu możemy przyjąć — zawsze jeszcze z 2,5 — 3 krotnem bezpieczeństwem największy dopuszczalny nacisk kół samochodów ciężarowych o pełnych gumach.

Formuły Leitz'a, których wyniki powyżej przytoczyliśmy i które rzeczywistości najbardziej odpowiadają, opierają się ró-

wniez na teorii budowli na elastycznym podłożu i założeniu, że płyta betonowa całkowicie równomiernie się opiera na podłożu o równomiernej nośności.

Przy nierównomiernych warunkach oparcia płyt betonowych wywołanych wskutek nierównomiernej nośności gruntu, czy też wskutek procesu jednostronnego kurczenia i pęcznienia betonu, lub jednostronnych różnic temperatury lub wreszcie kurczenia i pęcznienia podłoża, wywołane naprężenia będą znacznie niekorzystniejsze. Występujące przy nagraniu słońcem wydłużenie się górnej powierzchni płyt powoduje podniesienie się płyt pośrodku, tak, że pomimo równomiernej nośności gruntu, występuje tylko dwustronne oparcie się płyt na ich brzegach. Odwrotnie, płyta opiera się tylko pośrodku gdy następuje oziębienie się jej górnej powierzchni. To „toczenie” się płyt betonowych na ich podłożu określają amerykańskie słowem „curling”. Podobny wypadek ma miejsce jeżeli droga składa się z materiałów wodę zatrzymujących lub silnie pęczniejących, np. gliny lub gruntów marglistych lub bardzo drobnego piasku i t. d., względnie jeżeli odwodnienie drogi zapomocą bocznych rowów nie jest odpowiednie, czy też rowy nie mają dostatecznego odpływu. Przy każdej silniejszej ulewie wskutek wolnego i niedostatecznego odpływu droga z obu boków namaka tak, że jej brzegi wykonują ustawiczne ruchy wskutek pęcznienia względnie kurczenia [się. Następstwem tego jest ustawiczna zmiana oparcia płyty raz na bokach, drugi raz pośrodku. Ciężar własny, jak również ruchomy wywołują w obu wypadkach w płycie pośrodku drogi, na skutek zginania, naprężenia ciągnące i to na zmianę raz w górnych, a raz w dolnych warstwach płyty. Te naprężenia mogą być znacznie większe niż poprzednio wyrachowane. Należy tu przytem wspomnieć, że już same naprężenia wywołane zmianą temperatury na powierzchni, mogą osiągnąć bardzo poważne wartości, jak to wykazuje w swej publikacji prof. Nobaru Yamaguti z uniwersytetu w Tokio. Według wspomnianej publikacji wypada dla płyty o grubości 15 cm i zmianie temperatury o  $\pm 15^{\circ}$  w ciągu 9 godzin i przy założeniu prostolinijnego spadku temperatury, maksymalne naprężenie ciągnące wskutek zginania  $10 \text{ kg/cm}^2$  a dla 25 cm płyty około  $11 \text{ kg/cm}^2$ . Te naprężenia zwiększają się

z wzrastającą sztywnością płyty, to znaczy, przy uzbrojonych płytach są większe, niż przy niezbrojonych o tej samej grubości.

Wielkość naprężeń od ciężarów ruchomych zależy, w danym wypadku, naturalnie w zupełności od rodzaju podparcia.

Rachunkiem można łatwo udowodnić, że wypadają tu wartości, które tak przy płycie niezbrojonej jak zbrojonej bezwzględnie do złamania doprowadzić muszą.



Rys. 2. Ta sama droga betonowa jak na rys. 1. Brak rys podłużnych gdyż korona drogi leży około 1.5 m ponad otaczającym ją terenem a pozatem istnieją dobrze odwadniające boczne rowy.

Równomierne nagrzanie i oziębienie jak również kurczenie się i pęcznienie (3) wywołują w płytach betonowych, jak dobrze wiadomo, czyste naprężenia normalne. Tego rodzaju zmiany objętości nie byłyby dla betonu niebezpieczne, o ile mogłyby się swobodnie dokonywać. Wolno zawieszona lub ustawiona kostka betonowa lub też podparta bez żadnego tarcia płyta betonowa może wytrzymać największe zmiany objętości, bez wywołania najmniejszych naprężeń. Dopiero gdy zmianom objętości przeciwstawiają się wewnętrzne lub zewnętrzne opory powstają w betonie naprężenia, które zależnie od rodzaju zmiany objętości mogą być ściskające lub rozciągające. Ściskające naprężenia mogą być po największej części przez beton przejęte, naprężenia rozciągające prowadzą tem szybciej do powstania rys im większy jest opór przeciwko kurczeniu się.



I tu ciekawe jest pytanie eo do wielkości spodziewanych naprężeń. Założywszy dla betonu ważność prawa Hooke'a, co według najnowszych badań prof. Eisemann'a z Brunświgu<sup>1)</sup> jest bardzo bliskie rzeczywistości to dla dwuosiowego stanu naprężeń płyty betonowej (naprężenie w trzecim kierunku — kierunku z — można nie brać pod uwagę, bo rozchodzi się tutaj o rysy, które powstają bez wpływu pionowych obciążeń) mamy następujący związek między zmianą długości a naprężeniami.

$$e_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y) - \alpha \cdot \Delta t$$

$$e_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x) - \alpha \cdot \Delta t$$

gdzie oznacza:  $E$  = współczynnik sprężystości który według spostrzeżeń prof. Ros'a przy przejściu doliny Langwiesen linii kolejowej Chur-Arosa<sup>2)</sup> dla dobrego betonu najmniej  $3 \times 10^5$  kg cm<sup>2</sup> przyjętym być może  $\alpha$  = współczynnik rozszerzalności betonu =  $1,2 \times 10^5$   $\Delta t$  = różnica temperatury w stopniach Celsusza.

$\mu$  = liczba Poisson'a dla betonu około  $\frac{1}{5}$

$e_x = e_y$  zmiana objętości jednostki długości w kierunku osi x i y.

Gdy przyjmiemy, że obserwowana płyta betonowa jest na swych brzegach mocno przytrzymałą to znaczy że zakładamy

$$e_x = e_y = 0$$

to wtedy

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t}{1 - \mu}$$

albo z powyżej podanemi wartościami

$$\sigma_x = \sigma_y = (4,5 \Delta t) \text{ kg cm}^2.$$

Jeżeli przyjmiemy  $t = 40^0$  otrzymujemy naprężenie ciągnące w betonie 180 kg cm<sup>2</sup> przy założeniu całkowitego zamocowania na wszystkich bokach. Zależnie zatem od tego w ja-

<sup>1)</sup> „Druck, und Zugversuche am Beton mit Mikrokomparator”, Beton und Eisen 1926 str. 256 i d. Prof. Eisemann ustala iż „Wydłużenia wzrastają aż do punktu złamania prostoproście z naprężeniami. Krzywe wydłużenia i naprężeń są w punkcie zerowym skrzywione: przy częściej powtarzanych pomiarach ma ważność jednak prawo Hooke'a.

<sup>2)</sup> Schweizer Bauzeitung tom 98 str. 181 i dalej.

kim stopniu zmiana objętości betonu jest przez wewnętrzne czy też zewnętrzne opory wstrzymywana mogą wystąpić naprężenia normalne w wielkości od 0 — 180 kg/cm<sup>2</sup>.

Jakich rodzajów są te opory które się wolnej zmianie objętości płyty betonowej przeciwstawiają?



Rys. 3. Rysa podłużna wychodzi przeważnie od jednej fugi poprzecznej i przebiega pole do następnej fugi tak że rysa tworzy zamknięty ciąg. Przy szczególnie złych warunkach podłoża może jednak rysa podłużna wychodzić z dwóch sąsiednich fug poprzecznych. W tym wypadku obie rysy przeważnie się nie spotykają jak na powyższym rysunku widać, a w dalszym ciągu następuje zazwyczaj wielokrotne pęknięcie płyty.

Jako zewnętrzny opór wchodzi w rachubę jedynie zawsze istniejące tarcie nawierzchni drogi na jej podłożu i na bocznych bankietach. Tarcie to można — przez zastosowanie odpowiednich konstrukcyj — doprowadzić do bardzo małych wielkości całkowicie jednak usunąć się go nie da. Opór wewnętrzny występuje natomiast tylko wtedy gdy płyta jest zbrojona. Ponieważ uzbrojenie rzeczą naturalną skurczowi nie po

dlega więc przy skurczeniu się betonu podlega ono ścisnaniu i naodwrot beton otrzymuje jako reakcję naprężenia rozciągające <sup>1)</sup>).

Wkładki żelazne są zatem równoznaczne ze zwiększeniem tarcia nawierzchni drogowej na jej podłożu. Jeżeli zatem często się mniema, że niebezpieczeństwo tworzenia się rys wskutek skurczu betonu zmniejsza się wskutek wkładek żelaznych, a zatem przy zastosowaniu uzbrojenia odstęp fug może być zwiększony to polega to na niezrozumieniu działania wkładek żelaznych.



Rys. 4 Najpierw pęknięcie podłużne następnie poprzeczne. Także w tym wypadku następuje zazwyczaj wielokrotne pęknięcie płyty.

Wielkość odstępu fug wyznaczona jest jedynie wielkością tarcia płyty betonowej na jej podłożu względnie wielkością

<sup>1)</sup> Zwracamy uwagę na wypowiedzenia prof. Leopolda Herzki z Wiednia w jego publikacji „Schwindspapnugen in Trägern aus Eisenbeton”. Nakład Kröner Lipsk 1925. Przedstawione tam na str. 38 diagramy o rozkładzie naprężeń od skurczu w żelazobetonowych belkach różnego wieku są bardzo charakterystyczne dla tego zjawiska.

oporu, który się przeciwstawia wolnej zmianie objętości betonu i zamienia ją przez to w naprężenia. Często odstęp fug uzależnia się od warunków klimatycznych. Nie trafia to jednak istoty rzeczy, gdyż najbardziej krańcowe stosunki klimatyczne nie powodują jeszcze występowania krańcowych naprężeń w płytach betonowych. Naprężenia rozciągające występujące w nawierzchni betonowej wskutek tarcia przy zmniejszeniu się objętości, są proporcjonalne do długości poszczególnych płyt.

Szerokość płyt betonowych ma tylko bardzo małe znaczenie na rozstaw fug poprzecznych. Grubość zaś płyt betonowych nie odgrywa tu żadnej roli, gdyż tarcie i wytrzymałość przekroju przeciwko rozciąganiu wzrasta w tym samym stosunku co grubość płyty.

Wielkość zmian objętości zamieniających się w naprężenia zależy naturalnie w zupełności od środków, jakie zastosujemy, aby tarcie płyt betonowych zmniejszyć i ich czolganie się ułatwić.

Środkami, dającymi w tym kierunku dobre rezultaty, są: bardzo staranne, według profilu wyrównanie podłoża pomocą podsypki i walcowania względnie naniesienie na stare podłożu warstwy wyrównawczej z chudego betonu, powleczonej warstwą bitumiczną jako izolacyjną od właściwej płyty betonowej.

Ten ostatni rodzaj wykonania dał w wielu wypadkach bardzo dobre rezultaty np. w Berlinie i przy niektórych drogach betonowych w okręgu Köthen-Anhalt. W tych wypadkach przy polach o szerokości do 8 m i odstępem fug do 24 m, nie zauważono żadnego powstawania rys, gdy przy tych samych warunkach, jednak bez dolnej warstwy poslizgowej, w najbliższym sąsiedztwie wykonane pola z mniejszym odstępem fug wiele rys wykazały.

To samo potwierdzają niedawno opublikowane badania Prof. Dr. I. Vandone'a z Medjolanu <sup>1)</sup>, że wskutek tarcia płyt betonowych na ich podłożu przy dobrym konstrukcyjnym wykonaniu tylko drobna część zmian objętościowych zamienia się

---

<sup>1)</sup> Pavimentazioni cementizie. Dell'Inz. Prof. Italo Vaudone, Direttore dell' Instituto Sperimentale Stradale del Touring Club Italiano e del R. Automobile Cl. d'Italia. Ricerche e Studi sperimentali. Milano 1933. Ulrico Hoepli Editore.

w naprężenia. Vandone ustalił n. p., że średni współczynnik rozszerzalności betonu przy oparciu z tarciami wynosi  $\alpha = 0,0000095$  gdy jak wiadomo normalnie (przy całkowicie gładkim oparciu) wynosi on  $\alpha = 0,00001$  do  $0,000013$ . Tembardziej wątpliwym musi się wydawać zastosowanie uzbrojenia tylko w tym celu aby niebezpieczeństwo powstania rys wskutek zmniejszania się objętości betonu usunąć.

Obecnie jeszcze kilka słów dotyczących gospodarczego znaczenia uzbrojenia dróg betonowych.



Rys. 5. Najpierw pęknięcia poprzeczne następnie podłużne. Tutaj następuje zazwyczaj dalsze pęknięcie płyty a mianowicie w miejscu gdzie cztery naroża się spotykają powstają rysy ukośne. Naroża płyt pękają w kształcie trójkątów.

W niemieckiej publikacji „Merkblatt für Betonstrassen” opracowanej przez Towarzystwo naukowe dla budowy dróg samochodowych (Wydział dla dróg betonowych) w Berlinie wydanie z czerwca 1933 podane jest w § 4 „Przekroje drogowe” następujące:

Minimalna grubość nieuzbrojonej nawierzchni betonowej winna wynosić:

- na silnem nie poddającym się podłożu (stara droga) 15 cm
- na silnym o równomiernej nośności gruncie . . . 18 cm
- przy średnich warunkach bez podbudówki . . . 20 cm
- na niepewnym gruncie . . . . . 25 cm

Płyty uzbrojone mogą być o 2 — 5 cm cieńsze jednakowoż nie powinny być cieńsze niż 13 cm.

Koszt nieuzbrojonej nawierzchni betonowej wynosi wg. przeprowadzonych w ostatnich miesiącach w Niemczech urzędowych przetargów zależnie od cen materiałów i robocizny około 7 — 10 marek niemieckich za 1 m<sup>2</sup> dla nawierzchni grubości 15 — 20 cm.



Rysa podłużna

Rysa poprzeczna

Fuga poprzeczna

Fuga poprzeczna

Rysa poprzeczna

Rys. 6. Tworzenie się rys poprzecznych na żelazobetonowym moście. Na końcach pomostu założono fugi poprzeczne. Rysy poprzeczne powstały na końcach przyczółków wskutek osiadania nasypu. Płyta betonowa leży na 100 lat istniejącej szosie. Nasypy za przyczółkami wykonano po zerwaniu starej szosy na 4 lata przed wykonaniem jezdni betonowej.

Według publikacji „Merkblatt für Betonstrassen” powinna ilość wkładek żelaznych wynosić najmniej 2 kg/m<sup>2</sup> i specjalnie zaleconem jest użycie w tym celu fabrycznie wykonanych siatek.

Koszt takiej siatki o ciężarze 2 — 3 kg/m<sup>2</sup> wynosi dzisiaj zależnie od wielkości oczek około 0,80 — 1,00 marki niemieckiej za m<sup>2</sup>.

Zato grubość płyty betonowej może być wg. powyższej publikacji zmniejszona o 2 — 5 cm przyczem minimalnemu

uzbrojeniu 2 — 3 kg/m<sup>2</sup> odpowiada zmniejszenie grubości płyty o 2 cm. Przy cenie cementu 40 marek niem. za tonnę, cenie piasku 5 marek niem. za m<sup>3</sup> i cenie żwiru 8 marek za tonnę wszystko loco budowa następuje wskutek zmniejszenia grubości płyty o 2 cm obniżenie kosztu o 0,50 marki niem./m<sup>2</sup>.

Nieznaczną oszczędność na robociznie przy betonowaniu jest tak samo nieuwzględniona, jak wydatek na robociznę przy założeniu uzbrojenia. Pozostaje zatem faktem, że uzbrojenie podnosi cenę nawierzchni betonowej. Przy bardzo szczupłych środkach publicznych, będących dzisiaj do dyspozycji należałoby zatem sprawdzić, czy korzyść uzbrojenia płyt stoi w odpowiednim stosunku do wydatkowanych na to kosztów.

Jak z powyższych wywodów wynika posiada uzbrojenie dróg betonowych tylko wtedy niezaprzeczalną korzyść, jeżeliby się kiedyś udało sporządzić beton a właściwie cement, któryby nie posiadał tendencji do zmiany objętości.

Jak długo ten wypadek nie zachodzi należy wszystkie korzyści jednostronnego uzbrojenia uważać za bardzo wątpliwe.

Gdy jednak z uwagi na to cośmy powiedzieli w punkcie 2) zastosujemy uzbrojenie podwójne to niekorzystne działania uzbrojenia opisane w punkcie 3) wystąpią tem silniej.

Przy podwójnem bowiem zbrojeniu wzrośnie koszt nawierzchni w stosunku do nawierzchni nieuzbrojonej bardzo znacznie jeżeli jeszcze uwzględnić, że wtedy dla dolnego betonu wg. publikacji „Merkblatt für Betonstrassen” jako minimalna ilość cementu żądane jest 275 kg cementu na m<sup>3</sup> betonu<sup>1)</sup>.

Nie można naturalnie przeoczyć, że po powstaniu rys wywierają wkładki żelazne bardzo korzystne działanie, łączące rozdzielone części płyt. Pozostaje jednak jeszcze do rozstrzygnięcia, czy przy szczegółowem zważeniu wszystkich za i przeciw uzbrojenia wypływająca stąd korzyść usprawiedliwia zwiększony wydatek.

---

<sup>1)</sup> Przytem trzeba zważyć, że obecnie stosunek ceny żelaza do cementu jest specjalnie korzystny to znaczy, że cena żelaza w stosunku do ceny cementu jest względnie niska.

Co najmniej winno się w każdym wypadku przeprowadzić dokładne zbadanie wszystkich możliwości dla uniknięcia rys pochodzenia statycznego zanim przystąpi się do uzbrojenia zaleconego przez „Merkblatt für Betonstrassen” jako w ostatecznych swych wynikach wątpliwego środka.

---

## Z PRAC DROGOWEGO INSTYTUTU BADAWCZEGO.

### NORMY WŁASNOŚCI I METODY BADAŃ LEPISZCZ BITUMICZNYCH PRZEZNACZONYCH DO BUDOWY DRÓG NA ROK 1935.

#### SMOŁY DROGOWE.<sup>1)</sup>

##### I. Pochodzenie i definicja.

Smoleły otrzymane przy destylacji węgla kamiennego w koksowniach lub gazowniach i odpowiednio przerobione dla celów drogowych noszą nazwę smół drogowych.

W zastosowaniu do potrzeb drogowych uwzględnia się następujące gatunki smół drogowych i preparatów smołowych:

1. Smoła Nr. I A do użytku powierzchniowego (S. I. A.).
2. „ „ I B „ „ „ (S. I. B.).
3. Smoła Nr. II do użytku wglębnego (S. II).
4. Smoła stabilizowana do użytku powierzchniowego (S. St. I).
5. „ „ „ „ wglębnego (S. St. II).
6. „ „ do ciężkich nawierzchni smołowych (S. St. III).
7. Smoła do użytku na zimno (S. Z.).
8. Smoła stabilizowana do użytku na zimno (S. Z. St.).

##### II. Cechy charakterystyczne.

Cechy charakterystyczne i zastosowanie wymienionych powyżej smół są podane w poniższej tablicy.

---

<sup>1)</sup> Rewizja norm C 501 ustalona przez Podkomisję lepiszcz bitumicznych Komisji Drogowej w dniu 28 i 29.III.34 r.



A. Smoły zwykłe.

| Lp. | Wyszczególnienie  | Smoły powierzchniowe<br>S. I. |            | Smoła<br>włębna<br>S. II. | Uwagi  |
|-----|---|-------------------------------|------------|---------------------------|--|
|     |   | S. I. A.                      | S. I. B.   | S. II.                    |  |
| 1.  | Gęstość w 25° do . . . . .  | 1.220                         | 1.240      | 1.240                     |  |
| 2.  | Woda wagowo do . . . . .  | 0,5%                          | 0.5%       | 0.5%                      |  |
| 3.  | Destylaty (oleje lekkie) poniżej 170°<br>wraz z wodą wagowo do . . . . .  | 1.00%                         | 1.00%      | 1.00%                     |  |
| 4.  | Destylaty (oleje średnie) od 170 — 270°<br>wagowo . . . . .               | 6—12%                         | 3—10%      | 3—10%                     |  |
| 5.  | Destylaty (oleje ciężkie) od 270 — 300°<br>wagowo . . . . .               | 4—12%                         | 6—12%      | 6—12%                     |  |
| 6.  | Destylaty (oleje antracenowe) od 300—<br>350° wagowo . . . . .            | 15—28%                        | 15—27%     | 15—27%                    | Przekroczenie<br>górnjej<br>granicy<br>dopuszczalne. |
| 7.  | Pak pozostały wagowo . . . . .<br>Temp. mięknięcia paku wg. K. S. . . . . | 55—65%                        | 60—70%     | 60—70%                    |  |
| 8.  | Fenole objętościowo do . . . . .  | 4%                            | 4%         | 4%                        | Suma<br>strat przy<br>dest. nie<br>wyżej 1%.         |
| 9.  | Naftalen wagowo do . . . . .  | 4%                            | 4%         | 4%                        |  |
| 10. | Antracen surowy wagowo do . . . . .                                       | 3.5%                          | 3,5        | 3.5%                      |  |
| 11. | Węgiel wolny wagowo . . . . .   | 5—16%                         | 5—18%      | 5—18%                     |  |
| 12. | Wiskoza konsystometrycznym wg. B. T. A. w 30° . . . . .                   | 10—17 sek.                    | 20—60 sek. | 60—100 sek.               |  |

Zastosowanie.

*Smola powierzchniowa S. I. A.* — do użytku powierzchniowego w warunkach wymagających zastosowania smoły rzadkiej (niska temperatura i t. p.).

*Smola powierzchniowa S. I. B.* — do użytku powierzchniowego w warunkach normalnych.

*Smola włębna S. II.* — do użytku włębnego.

*Uwaga.* Smoły powyżej wymienione są produktami wyjściowymi do stabilizacji i zestawienia smół do użytku na zimno.

*B. Smoły stabilizowane.*

| L. p. | Wyszczególnienie  | Smoły stabilizowane  |                      | Smoła stabilizowana do ciężkich nawierzchni |
|-------|---|--|----------------------|---|
|       |   | powierzch.<br>S. St. I.  | wglęb.<br>S. St. II. | S. St. III.                                 |
| 1.    | Gęstość w 25° . . . . .   | 1,220  | 1,240                | 1,240                                       |
| 2.    | Woda wagowo do . . . . .  | 0,5%   | 0,5%                 | 0,5%  |
| 3.    | Destylaty (oleje lekkie) pon. 170° wraz z wodą wag. do . . . . .            | W normy nie ujęte  |                      |   |
| 4.    | Destylaty (oleje średnie) od 170—270° wagowo . . . . .                      | W wynikach analiz % zawartość poszczególnych frakcji należy podawać. |                      |   |
| 5.    | Destylaty (oleje ciężkie) od 270—300° wagowo . . . . .                      |  |                      |   |
| 6.    | Destylaty (oleje antracenowe) od 300—350° wagowo . . . . .                  |  |                      |   |
| 7.    | Pak pozostały wagowo . . . . .<br>Temp. mięknięcia paku wg. K.S.            |  |                      |   |
| 8.    | Fenole objętościowo do . . . . .  | 4%   | 4%                   | 4%  |
| 9.    | Naftalen wagowo do . . . . .  | 4%   | 4%                   | 4%  |
| 10.   | Antracen surowy wagowo do . . . . .   | 3,5%   | 3,5%                 | 3,5%  |
| 11.   | Węgiel wolny wagowo . . . . .   | —  | —                    | —   |
| 12.   | Wiskoza konsyt. B.T.A. w 30° . . . . .                                      | 20—60 sek.   | 60—120 sek.          | 120—250 sek.                                |
| 13.   | Zawartość asfaltu wagowo . . . . .  | 15—20%   | 15—20%               | 15%   |
| 14.   | Wygląd obrazu mikroskopowego w powiększeniu 500—600 krotn. po 24 godzinach. |  |                      |   |

**Zastosowanie.**

*Smoła stabilizowana powierzchniowa S. St. I.* — do użytku powierzchniowego.

*Smoła stabilizowana wglębna S. St. II.* — do użytku wglębnego.

*Smoła stabilizowana do ciężkich nawierzchni S. St. III.* — do ciężkich nawierzchni (np. smołobetonu).

*C. Smoły do użytku na zimno.*

| L. p. | Wyszczególnienie  | Smoły do użytku na zimno |                               |
|-------|---|--------------------------|-------------------------------|
|       |   | Smoła zwykła S. Z.       | Smoła stabilizowana S. Z. St. |
| 1.    | Gęstość w 25° . . . . .   | —                        | —                             |
| 2.    | Woda wagowo do . . . . .  | 0,5%                     | 0,5                           |
| 3.    | Zawartość olejów ciężkich i antracenowych (destylaty od 270—350°) | >16%                     | >16%                          |
| 4.    | Zawartość paku . . . . .  | >40%                     | >50%                          |

| L. P. | Wyszczególnienie   | Smoly do użytku na zimno |                               |
|-------|--|--------------------------|-------------------------------|
|       |  | Smola zwykła S. Z.       | Smola stabilizowana S. Z. St. |
| 5.    | Temp. mięknienia paku wg. K. Sar.  | 60—75°                   | —                             |
| 6.    | Fenole z frakcji 170—270° do . .   | 3%                       | 3%                            |
| 7.    | Naftalen z frakcji 170—270° do . .   | 3%                       | 3%                            |
| 8.    | Antracen do . . . . .  | 3%                       | 3%                            |
| 9.    | Wolny węgiel . . . . .   | 4—16%                    | —                             |
| 10.   | Temp. zapłnienia wg. Pensky-Martens'a . . . . .                                  | podawać                  | podawać                       |
| 11.   | Wiskoza w temp. 30° konsystymierzem (przekrój otworu wyciekowego 4 mm) . . . . . | <20 sek.                 | 20—60 sek.                    |
| 12.   | Zdolności wiążące . . . . .  | podawać                  | podawać                       |
| 13.   | Zachowanie się w wodzie . . . . .  | podawać                  | podawać                       |
| 14.   | Odparowalność . . . . .  | podawać                  | podawać                       |

### Zastosowanie.

*Smola zwykła do użytku na zimno S. Z.* — do drobnych napraw i do otaczania materiału kamiennego na zimno.

*Smola stabilizowana do użytku na zimno S. Z. St.* — do drobnych napraw i do otaczania materiału kamiennego na zimno.

## III. Metody badań.

### A. Smoly zwykłe.

Rozpieczętowanie i otwieranie naczyń z próbkami uskutecznić bezpośrednio przed przystąpieniem do analizy. Każdą nadesłaną próbkę badać oddzielnie. Niezbędne jest wymieszanie zawartości naczynia zawierającego próbkę przed pobraniem materiału do któregośkolwiek z poniżej przytoczonych oznaczeń.

#### 1. Ciężar właściwy.

Ciężar właściwy w temp. 25° określać areometrem o poździelce do 0,001, cechowanym przez Główny Urząd Miar w 25°.

Współczynnik przeliczenia ciężaru właściwego wynosi 0,0007 na każdy stopień powyżej lub poniżej 25°.

#### 2. Oznaczenie zawartości wody.

Wodę oznaczać sposobem ksylenowym Schlöpfer'a w 100 g smoly. Oznaczenie wykonywać tylko w przypadku, jeżeli

przy destylacji procentowa zawartość olejów lekkich wraz z wodą do 170° przekroczy przepisane granice.

Wykonanie: przyrząd do oznaczania wilgoci metodą Schlepper'a składa się z miedzianej lub szklanej (ze szkła Pyrex) kolby Erlenmayera o pojemności 300 cm<sup>3</sup>, umieszczonej na łaźni piaskowej. Kolbę łączy się z chłodnicą, ustawioną pionowo, za pomocą rurki o średnicy 8 — 10 mm zgiętej dwukrotnie i zwykłego korka w najlepszym gatunku. Chłodnica ma wymiary następujące: całkowita długość rurki wewnętrznej łącznie z częścią rozszerzoną 600 mm, średnica 8 — 10 mm; końce rurki łączącej kolbę Erlenmayera i chłodnicy są ścięte ukośnie, przy czym końce nie powinny wystawać daleko poza korki. Koniec chłodnicy wchodzi do przykrytego krążkiem papierowym cylindra, w którym zbiera się destylat i woda, ilość której określa się przez odczytanie na skali odbieralnika. Górna średnica cylindra wynosi 40 mm, pojemność dolnej rurki 6 cm<sup>3</sup>, średnica 6 mm; podziałki co 1/20 cm<sup>3</sup>.

Do oznaczenia odważyć w starowanej kolbie na wadze technicznej 100 g smoły z dokładnością do 0,1 g. Następnie dodać 200 cm<sup>3</sup> ksyłenu, nasyconego wodą, dobrze skłócić i poddać destylacji. Pierwsze 30cm<sup>3</sup> mieszaniny wody i ksyłenu odpędzić powoli, poczem ogrzewać mocniej, aby w ciągu 30 min. przedestylować 150 cm<sup>3</sup>. Oznaczenie jest wówczas ukończone. Kolbę i rurkę łączącą kolbę z chłodnicą okryć w czasie destylacji płaszczem z papieru azbestowego. Przez chłodnicę przepuścić powolny strumień wody.

Przy oznaczaniu konieczne jest przestrzeżenie jak największej czystości cylindra i chłodnicy (do brudnych ścianek przylegają krople wody, które nie dają się usunąć całkowicie zapomocą np. piórka gęsiego, zwilżonego ksylenem).

Chłodnice i cylinderki miarowe po umyciu mieszaniną chromową oczyścić, nie splókując resztek mieszaniny, strumieniem pary przy pomocy przyrządu do parowania. Gorący jeszcze cylinder osuszyć prądem powietrza, przesączonego przez rurkę z watą.

Prawidłowość pomiaru wymaga wprowadzenia poprawki, uwzględniającej straty wody w czasie destylacji. Poprawkę oznaczyć dla każdego cylindra, biorąc do kolby destylacyjnej po 20 cm<sup>3</sup> ksyłenu oraz po 0,5 — 1, 0,5 — 2 cm<sup>3</sup> wody i odczytać ilość wody po destylacji w danym cylindrze.

### Destylacja.

Ilość smoly potrzebnej do destylacji 500 g.

a) naczynie do destylacji — kolba miedziana wg. załączonego rysunku 1.

b) Termometr Engler'a<sup>1)</sup>.

c) Chłodnica-rura szklana długości 800 mm, o średnicy 20 mm. Pochylenie chłodnicy takie, aby wylot znajdował się o 10 cm poniżej wlotu.

d) Odbieralniki. Dla frakcji I do 170° wytarowany cylinder szklany o pojemności 10 cm<sup>3</sup> z podziałką co 0,1 cm<sup>3</sup>. Inne frakcje zbierać w wytarowane odbieralniki o możliwie szerokich szybkach. Zestawienie aparatu destylacyjnego wg. rysunku 1.

Destylacje uregulować w taki sposób, żeby na sekundę przechodziły dwie krople. Poszczególne frakcje zbierać oddzielnie i ważyć.

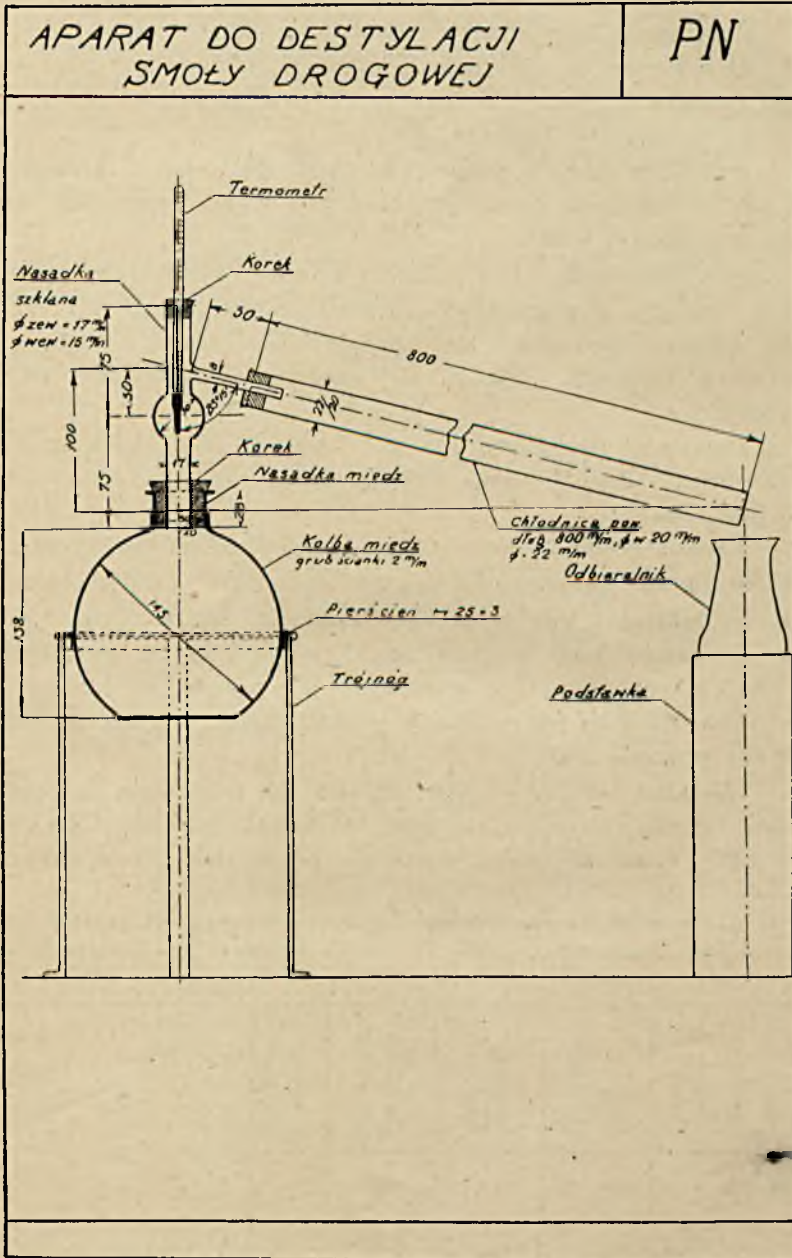
Zmiana odbieralników następuje przy przepisanych temperaturach bez przerywania procesu destylacji. Destylację zakończyć wówczas, gdy termometr wskazuje temperaturę 350°, zaś otrzymany pak posiada punkt mięknięcia w granicach 60 — 75°. Jeżeli w tych warunkach jest niemożliwe otrzymanie paku o takich własnościach — destylację przerwać poniżej lub też powyżej 350°.

Destylaty od 300 — 350° określa się jako oleje antracenyowe. Wodę zbierającą się wraz z olejami lekkimi I frakcji (do 170°) oznaczać przez dokładne odczytanie jej objętości,

<sup>1)</sup> Dane dotyczące termometru Englera. Termometr do destylacji wyżej wrzących produktów o skali 0 — 360°. Wymiary tego termometru są następujące:

| Zasięg podziałki. | Podzielony | Długość podziałki | Długość termometru | Odległość st. 0° od nacz. | Średnica termometru | Naczynko rtęciowe |         | Odległość do 100° C |
|-------------------|------------|-------------------|--------------------|---------------------------|---------------------|-------------------|---------|---------------------|
|                   |            |                   |                    |                           |                     | Ø                 | długość |                     |
| 0—360°            | 1°         | 200+10            | 340+10             | 80+2                      | 7+1                 | 5+0,5             | 8+2     | 55—58               |

Termometr powinien być wykonany ze szkła Jena 59 III lub innego równowartościowego, sztucznie postarzanego, o skali wewnętrznej i cechowany przy całkowitem zanurzeniu.



Rys. 1.

przyjmując ciężar  $1 \text{ cm}^3 = 1 \text{ g}$ . Pozostałość podestylacyjną (pak) zważyć i badać temperaturę mięknienia metodą Kraemer i Sarnow'a.

Określenie temperatury mięknienia paku metodą G. Kraemera i C. Sarnow'a przeprowadzać w następujący sposób:

Pozostały po destylacji pak ogrzewać do zupełnej płynności, unikając dłuższego przegrzewania, poczem napełnić nim odpowiednio przygotowane rurki szklane (10 cm. długości, 6—7 mm średnicy wewnętrznej z kresczką na wysokości 5 mm, z obu stron otwarte). Przy wylewaniu paku z kolby, uważać aby ścianki kolby były zupełnie suche. W tym celu ogrzać je uprzednio nad palnikiem, gdyż pozostałość olejów na ściankach może powodować rozmiękczenie wylewanego paku i błędne oznaczenie temperatury mięknienia. Napełnianie rurek odbywa się w następujący sposób: stopiony pak wlewać od góry do odwróconej rurki, po nasadzeniu jej na żelazny pręt o grubości równej wewnętrznej średnicy rurki, przyczem koniec pręta sięga do kreski umieszczonej w odległości 5 mm od końca rurki. Celem uniknięcia przylegania paku do pręta żelaznego, wysmarować jego koniec szmalcem lub mieszaniną gliceryny z dekstryną.

Po zastygnięciu paku, obrócić powierzchnię paku i oczyścić z zewnątrz ściankę rurki. Ponad warstwę paku wlać 5 g rtęci i wstawić do przyrządu. Przyrząd składa się z dwóch zlewek: zewnętrznej i wewnętrznej, wypełnionych do jednakowego poziomu wodą o temp. pokojowej  $18 - 20^\circ$ . Zlewkę wewnętrzną umieścić w specjalnym kołnierzu, opierającym się o krawędzie zlewki zewnętrznej i od góry obie zlewki zaopatrzone są w pokrywę z otworami na rurki z pakiem (2 lub 4) oraz termometr. Rurki zawiesić w pokrywie, uprzednio nałożony na nie obrączki kauczukowe. Dolny koniec rurek z pakiem i naczynka termometru powinny znajdować się na jednakowym poziomie w odległości 3 cm od dna zlewki. Po dokładnem przygotowaniu podgrzewać zlewkę zewnętrzną tak, aby temperatura wzrastała o  $1^\circ$  na minutę. Temperatura przy której nastąpi przebicie warstwy paku i wylanie się rtęci na dno naczynia jest temperaturą mięknienia paku.

Dokładność oznaczenia:  $\pm 1,5^\circ$ .

Jeżeli temperatura mięknienia wg. G. Kraemer'a i C. Sar-

now'a nie leży w granicach 60 — 75°, destylację powtórzyć, aby otrzymać pak o temperaturze mięknięcia, leżącej w tych granicach.

#### 4. Fenole.

Do cylindra z korkiem szlifowanym kalibrowanego w  $\frac{20^\circ}{4^\circ}$  o pojemności 50 cm<sup>3</sup> z podziałką co 0,2 cm<sup>3</sup> wlać dokładnie 25 cm<sup>3</sup> olejów średnich (frakcja 170 — 270°), również podgrzanych do 50°. Po zatankaniu korkiem wstrząsać mocno zawartość cylindra w ciągu 5 minut, poczem wstawić cylinder do łaźni wodnej dostatecznie głębokiej, aby ciecz zawarta w cylindrze była całkowicie otoczona wodą o temperaturze 50° i pozostawić tam aż do wyraźnego rozdzielenia się obu warstw cieczy (około 20 min.). Zawartość objętościową fenoli odczytać bezpośrednio z przyrostu (ponad 25 cm<sup>3</sup>) dolnej warstwy cieczy. Przy obliczeniu zawartości fenoli w smole w procentach objętościowych uwzględnić c. wł. smoły i ilość oleju średniego (frakcja 170 — 270°).

#### 5. Naftalen.

Celem określenia naftalenu, całą pozostałość po wydzieleniu fenoli, zebraną na gorąco z nad ługu, podgrzać aż do rozpuszczenia naftalenu, dobrze wymieszać i ostudzić do 15°, utrzymując w tej temperaturze w ciągu pół godziny. Wydzielony naftalen odsączyć na lejku Büchnera przez sącze Schleicher i Schüll Nr. 597 z opaską białą przy pomocy pompy ssącej, poczem — celem odciążenia resztek oleistych i całkowitego wysuszenia — wyłożyć na porowaty talerz. Po dokładnym wysuszeniu, wycisnąć i rozgnieść łopatką, zaś zebrany naftalen zważyć i obliczyć procentową zawartość w badanej smole.

#### 6. Antracen surowy.

Odważyć około połowy ilości frakcji od 300 — 350° (oleje antracenowe) poczem ostudziwszy do 15° utrzymywać w tej temperaturze w ciągu pół godziny. Wykryształowany antracen odsączyć na lejku Büchnera przez sącze Schleicher i Schüll Nr. 597 z opaską białą przy pomocy pompy ssącej, poczem — celem odciążenia resztek oleistych i całkowitego



wysuszenia — wyłożyć na porowaty talerz. Po dokładnem wysuszeniu, wycisnąć i rozgnieść łopatką, zaś zebrany antracen zważyć poczem obliczyć procentową zawartość w badanej smole.

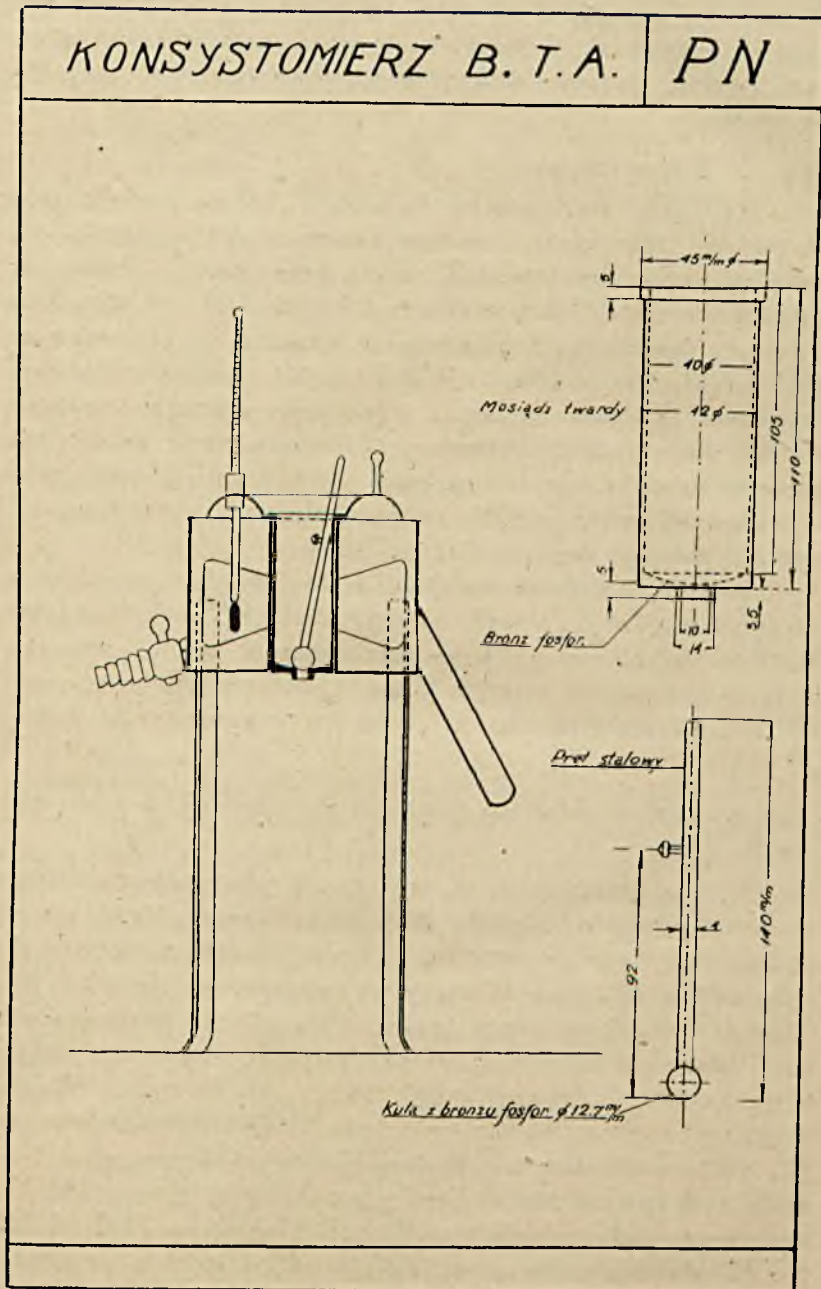
#### 7. *Wolny węgiel.*

2 g smoly rozpuścić w tarowanej kolbie Erlenmayera w 50 cm<sup>3</sup> chemicznie czystego benzenu. Po osadzeniu się wolnego węgla, zlać ostrożnie benzen przez sączek Schleicher i Schüll Nr. 597 z białą opaską o średnicy 12,5 cm uprzednio przemyty benzenem, wysuszony w suszarce w temperaturze 105° i dokładnie zważony. Wolny węgiel starannie przemyć benzenem, przenieść na sączek i przemyć powtórnie najmniej w 500 cm<sup>3</sup> gorącego benzenu. Całkowita ilość przemytego benzenu powinna wynosić przynajmniej 600 cm<sup>3</sup>. Sączek wraz z osadem wysuszyć w 105°, zważyć i obliczyć procentową zawartość wolnego węgla w badanej smole.

Wszystkie ważenia sączków wykonywać w zamkniętym naczyniu wagowym. Jeżeli na ściankach kolby Erlenmayera w której uskuteczniane było rozpuszczanie smoly, pozostaje jakikolwiek osad — zważyć kolbę powtórnie po wysuszeniu w 105° i przyrost ciężaru dodać do ilości otrzymanego wolnego węgla.

#### 8. *Lepkość właściwa (wiskoza) przy pomocy konsystomierza B. T. A.*

Konsystomierz B. T. A. wg. rys. 2. Naczyńko pomiarowe konsystomierza oczyścić zapomocą odpowiedniego rozpuszczalnika i starannie wysuszyć. Badany materiał, ogrzany do temperatury 30°, wlać do naczyńka pomiarowego do takiej wysokości, aby poziom cieczy nakrył kołeczek do poziomowania przy pionowym ustawieniu trzonka zatyczki. Naczyńko pomiarowe wstawić do wewnętrznego otworu kąpieli wodnej, doprowadzonej i utrzymywanej w czasie trwania pomiaru w temp. 30°, poczem do naczyńka ze smołą wstawić termometr. Termometrem tym co pewien czas mieszać smołę w naczyńku pomiarowym. Gdy nastąpi wyrównanie temperatur smoly i wody (30° z dokładnością do  $\pm 0,1^\circ$ ), wyjąć termometr ze smoly, usunąć nadmiar jej w taki sposób, aby poziom końcowy w naczyńku przed pomiarem zlewał się z końcem ostrza kołeczka



Rys. 2.

przy pionowym ustawieniu zatyczki. Cylinderk na 100 cm<sup>3</sup>, zawierający 20 cm<sup>3</sup> dowolnego oleju mineralnego, postawić pod wylot naczynka pomiarowego, następnie unieść do góry zatyczkę i zawiesić ją zapomocą kołeczka na kołnierzu naczynka. Gdy poziom cieczy przechodzi w cylinderku przez kreskę 25 cm<sup>3</sup>, uruchomić sekundomierz, który należy zatrzymać przy przejściu poziomu przez kreskę 75 cm<sup>3</sup>. W ten sposób zmierzyć w sekundach czas wylewu 50 cm<sup>3</sup> smoły. Czas ten podany w sekundach, oznacza lepkość właściwą (wiskozowość) smoły w 30°.

### *B. Smoły stabilizowane.*

Oznaczenie ciężaru właściwego, zawartości wody, destylatów z poszczególnych frakcji, naftalenu, antracenu wykonywać sposobami podanymi dla smół zwykłych. Powyższe dotyczy również lepkości właściwej (wiskozy).

Destylację zakończyć, gdy termometr wskazuje temperaturę 350° C. W wynikach podawać otrzymane ilości destylatów od 300 — 350° i paku oraz rzeczywistą temperaturę mięknięcia paku. Przestrzeganie temperatur (60 — 75°) mięknięcia paku jest zbyteczne.

*Oznaczenie procentowej zawartości asfaltu w smole stabilizowanej.*

Z powodu braku dotychczas ścisłych metod analitycznych sprawę kontroli procentowej zawartości asfaltu w smole stabilizowanej uzgodnić z firmą dostarczającą smołę stabilizowaną.

#### *Badania mikroskopowe.*

Badania mikroskopowe przeprowadzać w powiększeniu 500 — 600 krotnem podając dokładnie powiększenie. Do wykonania preparatu użyć: 1) szkiełka przedmiotowego o wymiarach 75 × 25 × 1 mm; 2) szkiełka pokrywkowego o wymiarach 45 × 20 × 0,1 mm. Przygotowanie preparatu: na szkiełku przedmiotowym, ogrzanem w suszarce do 50° umieszcza się kroplę smoły stabilizowanej, wziętej zapomocą cienkiego drutu lub bagietki z naczynia konsystomierza przed pomiarem wiskozy. Smoła powinna posiadać temperaturę 30° i być dobrze wymieszana. Drut lub bagietkę należy zanurzyć, aż do dna naczynia, po wyjęciu poczekać, aż kilka pierwszych kropeł ścięknie i dopiero jedną z następnych przenieść na szkiełko przedmio-

towe i przykryć szkiełkiem pokrywkowym, ogrzaniem również do 50°. Suwając następnie szkiełkiem pokrywkowym rozprrowadzić kroplę smoły, by zajęła przestrzeń około 20 × 20 mm. Grubość warstewki smoły nie powinna przekraczać 0,02 — 0,03 mm. Oglądanie preparatu uskutecznić bezpośrednio po spreparowaniu i po 24-ch godzinach od chwili zrobienia preparatu — podając wygląd obrazu mikroskopowego po 24-ch godzinach.

### *C. Smoły do użytku na zimno.*

Smołę zwykłą do użytku na zimno badać sposobami podanymi dla smół zwykłych. Smołę stabilizowaną do użytku na zimno badać sposobami podanymi dla smół stabilizowanych.

Lepkość właściwą (wiskozę) badać konsystomierzem w temperaturze 30° z tem, że w otwór wyciekowy naczynka należy umocować obrączkę metalową, redukującą średnicę otworu wyciekowego do 4 mm.

#### *Temperatura zapłonicnia wg Pensky-Martensa.*

Temperatura w czasie pomiaru powinna wzrastać najwyżej o 4° w ciągu jednej minuty.

#### *Zdolności wiążące smół na zimno.*

100 g suchego grysiku bazaltowego wolnego od pyłu (ziarna 2 — 5 mm) zmieszać dokładnie w naczyniu miedzianem z dnem płaskim o przekroju 12,8 cm z 5 g smoły do użytku na zimno. Wysokość warstwy grysiku smołowanego powinna wynosić około 1 cm. Zawartość naczynka po pewnym czasie zmieszać powtórnie i pozostawić w spokoju na przeciąg 24-ch godzin w temperaturze pokojowej, poczem zbadać zdolności wiążące smoły. W tym celu naczynie postawić pionowo, przy czem w ciągu przynajmniej 15 sek. grysik nie powinien się zesunąć.

#### *Zachowanie się w wodzie.*

a) Kawalek tłucznia bazaltowego o średnicy 3 — 5 mm zawiesić na cienkim drucie tak, aby jedno z naroży było skierowane nadół, poczem zanurzyć badany kawałek na przeciąg 2-ch minut do smoły, wyjąć i zawiesić swobodnie na jedną godzinę w temp. pokojowej. Po upływie tego czasu zanurzyć

badaną próbkę do litra wody destylowanej, poruszając druci-kiem pod wodą w przeciągu 1 minuty. Woda może się tylko nieznacznie na brunatno zabarwić.

b) Drugi analogicznie sporządzony kawałek tłucznia bazaltowego pokryty smołą suszyć 24 godz. na powietrzu w temp. pokojowej i włożyć następnie na 24 godz. do wody destylowanej. Warstwa smoly powinna przylegać silnie do tłucznia bez wykazywania skłonności do odstawania, woda zaś nie powinna się barwić.

#### *Odparowalność smoly do użytku na zimno.*

W naczynku miedzianem o przekroju wewnętrznym 12,8 cm i wysokości wewnętrznej ścianki 1,5 cm odważyć 50 g smoly, następnie postawić naczynko wraz z wlaną smołą w miejscu wolnym od pyłu w temp. pokojowej (około 20°) unikając działania promieni słonecznych. Po trzech dniach naczynko ze smołą zważyć i określić stratę ciężaru. W podobny sposób należy określić, jeżeli zachodzi potrzeba, odparowalność smoly po 10 i 30-tu dniach w temp. pokojowej.

#### IV. Pobieranie próbek.

Pobieranie próbek ma na celu uzyskanie pewnej ilości produktu o średnich własnościach przedłożonego materiału.

Próbki pobrane nie powinny być zanieczyszczone przez ciała obce, przeto naczynia przeznaczone do przechowywania próbek powinny być suche i czyste.

Po pobraniu próbek, naczynia należy szczelnie zamykać i zaopatrywać w etykiety.

Próbki należy w miarę możliwości pobierać na miejscu fabrykacji, aby można je było zbadać przed wysłaniem transportu; w przeciwnym razie — pobierać na miejscu przeznaczenia, przy odbiorze dostawy.

Próbki w ilości około 3 kg każda, przechowywać i przesyłać w blaszankach o możliwie szerokich szybkach ze szczelnym zamknięciem.

Pobierający próbkę winien przechowywać u siebie próbkę analogiczną z przesłaną do zbadania.

Po pobraniu próbek sporządzać protokół pobrania.

a) *Pobieranie próbek z beczek.*

Przy dostawie smół w beczkach, próbki pobierać postępując ściśle według niżej podanych punktów:

1. Beczkę kilkakrotnie przetoczyć w obu kierunkach, następnie obrócić na jedno, potem na drugie dno i ustawić czopem do góry.

2. Beczkę możliwie szybko odkorkować.

3. Z otwartej beczki pobrać próbkę przez powolne zanurzenie, aż do jej dna, rury zaopatrzonej zamknięciem. Rura winna być o wymiarach średnicy zewnętrznej 39 mm, a pręt przechodzący przez nią i działający na zamknięcie o średnicy 7 mm.

4. Pobraną próbkę zlać do odpowiedniego naczynia. Przyrząd do pobierania próbek oraz naczynie powinno być suche i czyste.

5. Przy dostawach wagonowych pobrać próbki z każdej dziesiątej beczki i zlać do wspólnego dla każdego wagonu naczynia; po wymieszaniu, odlać próbkę 3 kg przeznaczoną do analizy, oraz drugą identyczną, jako dowodową.

6. Naczynie służące do przesyłania próbki, po pobraniu jej, zamknąć szczelnie, zaplombować lub zabezpieczyć. Przygotowaną w powyższy sposób próbkę zaopatrzyć w etykietę z następującymi danymi. a) Nr. naczynia zawierającego pobraną próbkę, b) adresat, c) Nr. wagonu, listu przewozowego. ew. Nr. Nr. beczek z których pobrane zostały próbki, d) miejsce pobrania i data pobrania. e) gatunek smoły, f) pochodzenie smoły i znaki fabryczne.

7. Po wzięciu próbek z danego wagonu sporządzić protokół pobrania z następującymi danymi: a) Nr. naczynia, b) adresat, c) Nr. wagonu, listu przewozowego ew. Nr. Nr. beczek z których pobrane zostały próbki, d) miejsce i data pobrania, e) gatunek smoły, f) pochodzenie smoły i znaki fabryczne, g) sposób pobrania, h) nazwiska pobierających i własnoręczny podpis pobierającego i świadków. Protokół ten przesłać wraz z próbką do analizy. Odpis jego zachowuje u siebie pobierający.

8. W razie deszczu lub wiatru z pyłem, zabezpieczyć przed nimi przyrząd i pobraną próbkę.

Po pobraniu próbki z jednego wagonu przyrząd do pobierania rozebrać, dokładnie wymyć i wysuszyć.

b) *Pobieranie próbek ze zbiorników i cystern.*

Przy pobieraniu próbek z większych zbiorników i cystern postępować tak samo, jak przy pobieraniu próbek z beczek, odpada tylko mieszanie smoły w zbiorniku (p. 1). Do pobierania próbek użyć przyrządu analogicznego do opisanego w punkcie 3, lecz o większych wymiarach. Przyrząd powinien być takiej długości, aby przy zanurzeniu sięgał do dna zbiornika.

Przygotowanie, wysłanie próbek pobranych i sporządzenie protokołu — jak pod a) p. 6 i 7.

c) *Sposób użycia przyrządu do pobierania próbek smoły.*

Przyrząd do pobierania próbek składa się z następujących części: 1) rura żelazna odpowiedniej długości, 2) pręt żelazny z rękojęścią, uruchamiający zamknięcie.

Przy pobieraniu próbek ustawić pręt w taki sposób, aby dolny koniec rury był otwarty. Przyrząd zanurzyć powoli do beczki uważając, aby zanurzenie nie było szybsze niż wypełnienie się rury pobieraną smołą. Gdy koniec przyrządu dotknie dna, zamknąć otwór dolny zapomocą pręta i wyciągnąć aparat z beczki lub zbiornika. Dolny koniec przyrządu wstawić do odpowiedniego naczynia, otwierać powoli, uważając, aby wypływająca smoła ściekała bez pryskania.

---

Projekt.

WŁASNOŚCI ASFALTÓW DROGOWYCH PRODUKCJI KRAJOWEJ.

W celu zapoczątkowania systematycznych prac normalizacyjnych nad asfaltami drogowymi produkcji krajowej, wystąpił Drogowy Instytut Badawczy z inicjatywą zestawienia projektu minimalnych dopuszczalnych własności tych asfaltów.

Sprawa powyższa została poruszona na posiedzeniu Komisji Przetworów Naftowych P. K. N. w dniu 18.V.34 r. we Lwowie i następnie dyskutowana na konferencji w tym celu

zwołanej z udziałem przedstawicieli rafinerji w Drogowym Instytucie Badawczym w Warszawie dnia 1.VI.34 r.

W wyniku dyskusji ustalono:

1. Dla asfaltów rafinerji „Karpaty” i „Galicja”, co do których D. I. B. rozporządza obszernym materiałem laboratoryjnym i doświadczalnym z kilku lat, wspólną tablicę minimalnych dopuszczalnych własności (tablica 1).

Dotychczasowe obserwacje stwierdzają, że przy zachowaniu tych własności, zwłaszcza w niskich temperaturach (asfalty powierzchniowe) istnieje pewność uzyskania dobrych wyników w praktyce.

2. Dla asfaltów rafinerji „Polmin” projekt minimalnych własności zaproponowany przez rafinerję (tablica 2).

3. Dla asfaltów rafinerji „Gazy Ziemne” projekt minimalnych własności zaproponowany przez rafinerję (tablica 3).

Tablica 1.<sup>1)</sup>

Projekt.

| Własności  | 181—220 <sup>0</sup> | 81—100 <sup>0</sup> | 55—65 <sup>0</sup> | 45—55 <sup>0</sup> |
|--|----------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| 1. Ciężar właściwy . . . . .                     | >1.00                | >1.00               | >1.00              | >1.00              |
| 2. Temp. mięknięcia wg. P. i K. <sup>2)</sup>    | 35—45 <sup>0</sup>   | 41—49 <sup>0</sup>  | 45—50 <sup>0</sup> | 52—58 <sup>0</sup> |
| 3. Temp. mięknięcia wg. Kr. Sar.                 | 25—30 <sup>0</sup>   | 31—36 <sup>0</sup>  | 33—40 <sup>0</sup> | 35—42 <sup>0</sup> |
| 4. Penetracja w 25 <sup>0</sup> . . . . .        | 181—220 <sup>0</sup> | 81—100 <sup>0</sup> | 55—65 <sup>0</sup> | 45—55 <sup>0</sup> |
| „    w 0 <sup>0</sup> . . . . .                  | >10 <sup>0</sup>     | >8 <sup>0</sup>     | >3 <sup>0</sup>    | >2 <sup>0</sup>    |
| „    w —15 <sup>0</sup> . . . . .                | >20 <sup>0 3)</sup>  |                     |                    |                    |
| 5. Ciągłość w 25 <sup>0</sup> . . . . .          | >100 cm              | >100 cm             | 100 cm             | >60 cm             |
| „    w 10 <sup>0</sup> . . . . .                 | >100 cm              | >100 cm             | >6 cm              | >6 cm              |
| „    w 0 <sup>0</sup> . . . . .                  | >10 cm               |                     |                    |                    |
| „    w —5 <sup>0</sup> . . . . .                 | >5 cm                |                     |                    |                    |
| 6. Odparowalność w 163 <sup>0</sup> /5 g.        | <1.0%                | <1.0%               | <1.0%              | <1.0%              |
| 7. Rozpuszczalność w CS <sub>2</sub> . . .       | >99.5%               | >99.5%              | >99.5%             | >99.5%             |
| 8. Temperatura zapłonu . . . . .                 | >200 <sup>0</sup>    | >200 <sup>0</sup>   | >200 <sup>0</sup>  | >200 <sup>0</sup>  |
| 9. Temperatura łamliwości wg. Fraass'a . . . . . | <—18 <sup>0</sup>    | <—16 <sup>0</sup>   | <—10 <sup>0</sup>  | <—10 <sup>0</sup>  |

<sup>1)</sup> Dotyczy asfaltów drogowych krajowych produkcji rafinerji „Karpaty” i „Galicja” (na podstawie danych analitycznych z roku 1933 i 1934).

Własności asfaltów drogowych o własnościach innych jak podane będą ustalane między odbiorcą a wytwórcą przez D. I. B.

<sup>2)</sup> Metodą obowiązującą jest metoda P. i K. Metodę Kr. Sarn. pozostawia się do następnej rewizji własności.

<sup>3)</sup> Asfalt winien być plastyczny i nie kruszyć się.



*Zastosowanie.*

- 181—220° — do użytku powierzchniowego i do wyrobu emulsji oraz do zmiękczenia asfaltów naturalnych.
- 81—100° — do użytku wgłębnego, do zalewania spoin bruków kostkowych i klinkierowych, do warstw izolacyjnych jezdni mostowych, do ciężkich nawierzchni asfaltowych.
- 55— 65° } do ciężkich nawierzchni asfaltowych i do stabilizacji smół.  
45— 55° }

Projekt.

Tablica 2.)

|   | I          | II         | III        | IV         |
|---|------------|------------|------------|------------|
| Ciężar gatunkowy  | > 1.0      | > 1.0      | > 1.0      | > 1.0      |
| Odstęp temperatur Ubbelohde i temperatur zmięknienia wg. K.S. | 20°        | 20°        | 20°        | 20°        |
| Temperatura mięknięcia wg. P. i K.                            | 27/35      | 36/41      | 42/47      | 48/55      |
| Temperatura mięknięcia wg. Krämer- Sarnow'a                   | 15/24      | 25/30      | 31/36      | 37/42      |
| Temperatura łamliwości wg. Fraass'a                           | niziej —20 | niziej —20 | niziej —17 | niziej —15 |
| Penetracja w +25  | —          | 340/200    | 200/80     | 80/50      |
| 15  | 175/150    | —          | —          | —          |
| 0   | 20/15      | 15/10      | 10,5       | 5/2        |
| —15   | 5          | 3          | 2          | 2          |
| Ciągliwość w 25   | —          | 80         | 60         | 40         |
| 10  | 30         | 20         | 10         | 7          |
| 0   | 14         | 10         | 5          | —          |
| —5  | 5          | 5          | 2          | —          |
| Odparowalność w 163°/5g.                                      | niziej 0.1 | niziej 0.1 | niziej 0.1 | niziej 0.1 |
| Rozpuszczalność w CS <sub>2</sub>                             | 99%        | 99%        | 99%        | 99%        |
| Zapalność   | > 300      | > 300      | > 300      | > 300      |

1) Dotyczy asfaltów krajowych produkcji rafinerji „Polmin”. Według projektu rafinerji „Polmin”.

Tablica 3.<sup>1)</sup>

| Własności                                      | Asfalt powierzchniowy   | Asfalt wglębny                      | Asfalt twardy i do stabilizacji smół |                                     |
|--|-------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
|  |                         |                                     | I                                    | II                                  |
| 1. Ciężar gatunkowy . . . . .                  | około 1.00              | > 1.00                              | > 1.00                               | > 1.00                              |
| 2. Temp. mięknięcia wg. P. i K.                | 34—41 <sup>o</sup>      | 43—47 <sup>o</sup>                  | 48—52 <sup>o</sup>                   | 50—54 <sup>o</sup>                  |
| 3. Temp. mięknięcia wg. Kr. Sar.               | 25—32 <sup>o</sup>      | 33—37 <sup>o</sup>                  | 38—42 <sup>o</sup>                   | 40—44 <sup>o</sup>                  |
| 4. Temp. łamliwości wg. Fraass'a               | poniż. —15 <sup>o</sup> | —6 <sup>o</sup> do —10 <sup>o</sup> | —6 <sup>o</sup> do —10 <sup>o</sup>  | —6 <sup>o</sup> do —10 <sup>o</sup> |
| 5. Rozpuszczalność w CS <sub>2</sub> . . . . . | około 99.8%             | około 99.8%                         | około 99.8%                          | około 99.8%                         |
| 6. Temp. zapłonu.                              | > 200 <sup>o</sup>      | > 320 <sup>o</sup>                  | > 320 <sup>o</sup>                   | > 320 <sup>o</sup>                  |
| 7. Penetracja w 25 <sup>o</sup>                | 180—220 <sup>o</sup>    | 80—100 <sup>o</sup>                 | 50—60 <sup>o</sup>                   | 40—50 <sup>o</sup>                  |
| 8. Ciągłość w 25 <sup>o</sup>                  | > 100 cm.               | > 100 cm.                           | > 100 cm.                            | > 100 cm.                           |
| 9. Odparowalność w 163 <sup>o</sup> /5godz. .  | < 0.5%                  | < 0.2%                              | < 0.2%                               | < 0.2%                              |
| 10. Zawartość popiołu . . . . .                | < 0.2%                  | < 0.2%                              | < 0.2%                               | < 0.2%                              |
| 11. Penetracja po odparowalności.              | > 60% pierwotnej        | > 60% pierwotnej                    | > 60% pierwotnej                     | > 60% pierwotnej                    |
| 12. Ciągłość po odparowalności.                | > 60% pierwotnej        | > 60% pierwotnej                    | > 60% pierwotnej                     | > 60% pierwotnej                    |

(C. d n.)

## ZASTOSOWANIE STALI I ŻELIWA DO BUDOWY DRÓG.

### Wiadukt nad torami kolejowymi Great Western koło Oxfordu.

Pierwszym prawdopodobnie w tych okolicach mostem ze stalowych sztywnych ram jest zbudowany obecnie wiadukt nad torami kolei Great Western na północ od Oxfordu.

<sup>1)</sup> Dotyczy asfaltów krajowych produkcji rafinerji „Gazy Ziemi”. Wg. projektu rafinerji „Gazy Ziemi”.

Konstrukcja taka została wybrana w tym celu, aby możliwie zmniejszyć nasypy po obu stronach linii kolejowej.

Prześwit wiaduktu po osi drogi wynosi 26,52 m. Dzięki konstrukcji ze stalowych sztywnych ram wysokość ich w środku wynosi zaledwie 0,84 m, co pozwoliło zmniejszyć wysokość nasypów o 1,52 m.

Konstrukcja wiaduktu składa się z 7 sztywnych ram systemu belkowego. Wysokość słupów od podstawy ich do wierzchu górnego pasa wynosi 7,93 m. Słupy przymocowane są na sztywno zapomocą bolców do płyt stalowych wpuszczonych w betonowe fundamenty o wymiarach: 26,53 m długo., 4,42 m szer., 3,66 m wysokości.

Na ramach sztywno ze sobą związanych położona jest żelazobetonowa płyta o grubości 22,8 cm, a na niej nawierzchnia asfaltowa o grubości 7,6 cm.

Chociaż każda rama ważyła około 19 tonn, ustawiane one były przy pomocy kranu zmontowanego na platformach kolejowych.

Czas ustawienia ramy od chwili podniesienia jej do chwili ustawienia i zabezpieczenia wynosił 6 do 8 minut.

(Railway Gazette z dn. 4 stycznia 1935 r.).

*J. Ch.*

W Nr. 19 „Engineering News-Record” z dn. 8 listopada 1934 r. opisana jest budowa próbnego odcinka drogi w Minnesota U.S.A. z płyt żeliwnych.

Biorąc za wzór płyty żeliwne używane do budowy nawierzchni w Anglii, Uniwersytet w Minnesota ułożył próbny odcinek długo. 30 stóp i szerokości 24 stopy.

Próba została wykonana celem wykazania możliwości zastosowania żelaza do budowy nawierzchni.

Płyty miały kształt trójkątów o górnej powierzchni uzbrojonej występami, a dolnej wyżłobionej zaopatrzonej w żebra wzmacniające.

Wysokość płyt wynosiła  $1\frac{7}{8}$  cala, a długość boku w podstawie  $11\frac{3}{4}$  cala i na powierzchni  $11\frac{3}{8}$  cala. Do wyrównania brzegów nawierzchni przy poboczach używane były połówki płyt. Ciężar płyt wynosił 11 funtów.

Na całym odcinku (80 jardów kwadr.) zużyto 1598 całych płyt i 68 połówek.

Płyty były układane na podłożu betonowym, pokrytem warstwą  $\frac{1}{4}$  cala gorącego asfaltu.

Pomiędzy płytami pozostawiono szpary szerokości  $\frac{1}{4}$  cala u podstawy i  $\frac{1}{2}$  cala na powierzchni, które napełniono rozgrzanym asfaltem.

Nie zaobserwowano większych trudności w wykonaniu tej nawierzchni prócz pewnego spływania asfaltu z powodu 6% spadku ulicy.

*A Chmieleński.*

### Budowa mostu stalowego w Oppeln O/S.

Na 75-kilometrowym odcinku Odry pomiędzy Brieg i Krappitz istnieje tylko jeden most szosowy w Oppeln, zbudowany w r. 1886 na miejsce drewnianego na filarach zbudowanych w r. 1840.



Rys. 1.

Most ten nie odpowiadał już wymaganiom nowoczesnego ruchu, obliczony był na obciążenie 6 t. wozów, posiadał jezdnię o szerokości 5,2 m i chodniki po 1,4 m. Prócz tego wzniesienie dolnego pasa dźwigarów nad poziomem najwyższych wód wynosiło zaledwie 3,1 m zamiast wymaganego 4 m. Również 7 przęseł o prześwicie 19,6 m, 12,6 m i pięć po 12 m opartych na sześciu filarach w znacznym stopniu utrudniało przepływ wysokich wód.

Wszystko to spowodowało przebudowę tego mostu.

Koniecznym było uwzględnić następujące warunki:

1) niezastłony widok z mostu na rzekę i miasto, a więc chodnik musiał być ułożony równoległe do górnego pasa dźwigarów i nie niżej niż 1,1 m.

2) możliwie łagodny spadek jezdni na moście nie większy niż 1 : 35,

3) usytuowanie dolnego pasa dźwigarów nie niżej niż 4 m nad poziomem najwyższych wód,

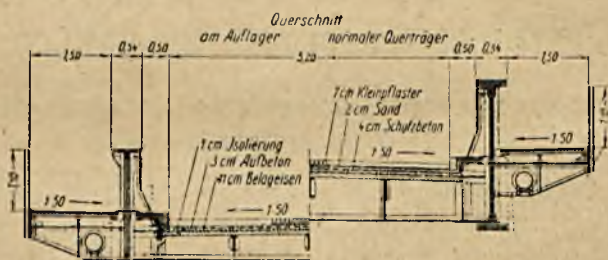
4) możliwe złagodzenie spadków przyległych niżej położonych ulic,

5) możliwie zwiększyć swobodny przepływ wysokich wód.

Wszystkie te warunki można było osiągnąć tylko przez zaprojektowanie stalowego mostu belkowego.

Zaprojektowano więc, według opisu Artura Albrechta i Teodora Kempferta w Nr. 55 „Bautechnik” z dn. 21 grudnia 1934 r., most o dwóch przęsłach o prześwicie 60 m każde, o wysokości dźwigarów 2,51 m, szerokości jezdni 5,2 m i chodników po 1,5 m, wznosząc dolny pas dźwigarów na 4 m nad poziomem najwyższych wód.

Dźwigary umieszczono pomiędzy jezdnią i chodnikami, co pozwoliło zmniejszyć długość i wagę poprzecznych belek.



Rys. 2.

Ze względu na kierunek wód filar umieszczono pod kątem  $10^\circ$  do osi mostu, poduszki jednak mostowe umieszczono prostopadle do jego osi.

Do obliczenia przyjęte zostało obciążenie 12 t. wozem i tłumem ludzi  $500 \text{ kg/m}^2$ .

Chociaż ciężar mostu zmniejszono do możliwych granic, własny ciężar jego wyniósł 4,08 t/m przy obciążeniu użytkowem 2,46 t/m, co daje stosunek 1,68 : 1.

Nawierzchnia została ułożona z drobnych kostek granitowych  $6/8 \text{ cm}$  na podsypce z piasku grubości 2 cm usypanej na betonowych płytach.

Chodniki zostały wykonane z płyt żelazobetonowych o grubości 6 cm, na których ułożono asfalt lany o grub. 3 cm.



Rys. 3.

Ogólny koszt budowy wyniósł 355.000 RM.

Budowa rozpoczęta została 28 marca 1933 r., a ruch kołowy otwarto 18 stycznia 1934 r., pieszy zaś odbywał się już od 29 października 1933 r.

J. Ch.

---

## PRZEGLĄD CZASOPISM TECHNICZNYCH.

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

1. Der Strassenbau Nr. 21 — 1 listopada 1934 r. *Cel budowy państwowych dróg samochodowych w Niemczech.*

W Essen, w domu Techniki (*Das Essener Haus der Technik*) rozpoczął w tych dniach serję odczytów zimowych komunikat dr. inż. *Todt'a* naczelnego inżyniera niemieckich dróg państwowych na temat: „*Kwestje komunikacji w nowej Rzeszy Niemieckiej*”.

Na odczycie tym byli obecni przedstawiciele zachodnio-niemieckich sfer gospodarczych i technicznych oraz władz państwowych.

Inżynier *Todt* zaznaczył, że w pierwszym roku budowy dróg samochodowych w Niemczech zostały uruchomione roboty na 51 odcinkach na całym obszarze Rzeszy. W chwili obecnej są w wykonaniu drogi samochodowe, o ogólnej długości 1000 kilometrów i oprócz tego oddano do wykonania 600 kilometrów. W najbliższych miesiącach będzie oddana do wykonania nowa serja dróg samochodowych o długości 1100 kilometrów, tak że na wiosnę 1935 roku będą prowadzone roboty na ogólnej długości 2700 kilometrów sieci dróg samochodowych. Na wiosnę 1936 roku spodziewać się należy wykończenia i oddania do użytku 600 kilometrów, do czego ma się dodać w okresie aż do końca 1936 roku — dalsze 1000 kilometrów. Na wiosnę 1937 roku będą oddane do użytku następujące odcinki dróg samochodowych o ogólnej długości 2700 kilometrów:

|  |         |
|--|---------|
| <i>Berlin — Hannover</i> , oraz sąsiednie okręgi przemysłowe | 450 km. |
| <i>Kassel — Frankfurt nad Menem — Mannheim — Karlsruhe</i>   | 300 „   |
| <i>Karlsruhe — Stuttgart — München — Landesgrenze</i>        | 400 „   |
| <i>Stettin — Breslau</i>                                     | 450 „   |
| i oprócz tego różne dodatkowe odcinki o ogólnej długości     | 700 „   |

W dalszym ciągu swego odczytu prelegent omówił możliwości, jakie otwierają się przed motoryzacją komunikacji na drogach i w związku z właściwościami technicznymi tej najbardziej nowoczesnej sieci dróg samochodowych. Konkurencja, która daje się odczuwać i w większości państw i krajów, pomiędzy ruchem samochodowym i ruchem kolejowym została wyeliminowana w Niemczech, wobec współpracy tych dwóch kategorii środków przewozowych. Następnie inż. *Todt* podkreślił znaczenie budowy sieci dróg samochodowych w Niemczech dla zmniejszenia intensywności bezrobocia. Na 1 października 1934 r. ilość zatrudnionych przy budowie tych dróg wynosiła w przybliżeniu 70 000, a przy końcu b. r. powiększy się do 100.000. Jeżeli dodać do tego robotników, zajętych w kamieniołomach, w różnych gałęziach przemysłu z budową dróg związanych, w wytwórniach mostów i materiałów budowlanych, oraz w fabrykach maszyn budowlanych i t. p., można liczyć, że roboty te dają zatrudnienie i zarobek dodatkowo 150.000 robotnikom, tak że naogół 1/10 miliona rąk roboczych znalazło pracę, dzięki realizacji tegorocznego programu budowy dróg samochodowych w Niemczech. Niezależnie od tego odczytu inż. *Todt* zorganizował specjalną wycieczkę informacyjną dla przedstawicieli prasy, by poinformować opinię publiczną o przebiegu i postępach robót przy budowie tych nowoczesnych dróg samochodowych. Wycieczka ta odbyła się w dn. 25 września i podczas niej zwiedzono roboty na odcinku pomiędzy *Monachjum* a granicą Rzeszy Niemieckiej. Na odcinku tym pracuje w chwili obecnej 108 firm budowlanych, 16 firm budujących mosty i t. d.

Budowane są dwa duże mosty: 1) *Most Mangfalltal* — *Brücke* i 2) most na rzece *Inn* obok miejscowości *Frauentorf*.

2. *Wasser und Wegebau Zeitschrift* Nr. 22. — 20 listopada 1934 r. *Plany motoryzacyjne zarządu kolei państwowych w Niemczech*.

Zarząd niemieckich kolei państwowych dąży do stworzenia gęstej sieci linii samochodowych, przeznaczonych dla przewożenia masowego towarów. W tym celu, niezależnie od własnych samochodów ciężarowych, wynajętą on od całego szeregu przedsiębiorców przewozowych samochody ciężarowe. Dowodem intensywności dążenia kolei państwowych niemieckich do szybkiego stworzenia tej organizacji przewozów towarów samochodami jest zawarcie odpowiednich umów aż z 400 właścicielami samochodów ciężarowych. W chwili obecnej, przy posiadanej ilości 750 samochodów ciężarowych, przewóz towarów samochodami przez kolejowe zarządy w Niemczech odbywa się na szlakach o długości 30 000 kilometrów. Chociaż w przeciągu bieżącego roku ilość samochodów ciężarowych, będących w rozporządzeniu zarządów kolejowych wzrosła do 2.400, jednak, jak zaznacza artykuł, ilość towarów, przewożonych w Niemczech samochodami stanowi zaledwie 8% il. towarów, przewożonych kolejami.

3. Der Strassenbau Nr. 22. — 15 listopada 1934 r. *Budowa dróg i polityka drogowa w Hiszpanji.*

Hiszpanja poczyniła w ostatnich kilku latach wprost zadziwiające postępy w dziedzinie budowy nowych dróg i ulepszenia stanu istniejących. Dużo przyczynił się do tego dawny prezes ministrów *Primo de Rivera*.

Nietylko stan dróg, lecz i organizacja administracji drogowej uległa kardynalnej zmianie i zmodernizowaniu. W roku 1937 *Primo de Rivera* stworzył specjalną komisję państwową do spraw drogowych, w skład której weszli przedstawiciele administracji publicznej, właściciele ziemskich, władz prowincjonalnych i klubów samochodowych.

Dekret królewski, gdyż w r. 1927 Hiszpanja była jeszcze monarchją, ustalił szczegółowy program budowy i przebudowy dróg w przeciągu 7 lat, przeznaczonych na usprawnienie sieci drogowej w Hiszpanji.

Do programu tego włączono 7.000 kilometrów dróg, podzielonych na 14 odcinków, z których 13 stanowiły drogi, wychodzące w postaci promieni we wszystkich kierunkach z centralnego punktu — Madrytu, a 14-ty jakby drogę okólną, przecinającą pozostałe trzynaście. Każdy z tych odcinków posiada własną numerację od Nr. I do XIII, a odcinki drogi okólnej numery podwójne, odpowiadające numerom dróg, które je przecinają. Taka numeracja ogromnie ułatwia turystom i krajowym i zagranicznym orientację podczas podróży po Hiszpanji. Komisja do spraw drogowych, t. zw., jak twierdzi autor artykułu, „*Circuito*” stworzyła dla realizacji programu budowy i przebudowy dróg specjalne zarządy budowy w trzech miejscach: jeden na Północy, drugi na Wschodzie i trzeci na Południu. Na czele tych zarządów stali inżynierowie hiszpanie, posiadający praktykę i doświadczenie, nabyte przy budowie nowoczesnych dróg zagranicznych. W wyniku realizacji tego programu na sieci 7.000 kilometrów dróg w roku 1933—5.000 km były w stanie bardzo dobrym, 900 km w stanie znośnym i reszta w stanie, pozostawiającym jeszcze dużo do życzenia, podczas gdy w r. 1926 cyfry odpowiednie przedstawiały się jak następuje: 2.700, 8.700 i 1.600 km.

## II. Drogi betonowe.

1. Roads and Road Construction Nr. 144. — Grudzień 1934 r. *Postępy w budowie dróg betonowych.*

Związek brytyjskich fabrykantów portland-cementu (The British Portland Cement Association) wydał interesującą broszurę o postępkach w budowie dróg betonowych w Anglii i zagranicą. W broszurce tej omówiono szczegółowo postępy w budowie i technice wykonywania dróg betonowych w okresie od roku 1913 aż do r. 1934, w którym odbył się międzynarodowy kongres drogowy w Monachjum. Broszurka ta podaje 17 uchwał kongresu monachijskiego w tej sprawie i cytuje in extenso referat na ten temat, zgłoszony na kongres w Monachjum, przez anglików: pp. *Lunn'a*, *Whittaker'a* i *Swinlehurst'a*. Z informacji, podanych w dalszym ciągu tej broszury, wypada, że w przeciągu ostatnich 8-miu lat wykonano w Wielkiej Brytanji i w Irlandji bardzo dużo dróg o nawierzchni betonowej, a w ostatnim roku 1933 ilość



wykonanych w przeciągu 1933 roku nswierzchni drogowych tego typu wyniosło około 400 mil angielskich. W technice wykonania nawierzchni betonowych zaczęto wprowadzać w ostatnich czasach cały szereg ulepszeń.

Oprócz stosowanych dawniej wypełnień spoin dylatacyjnych asfaltem, korkiem i gumą, coraz częściej używa się blachy miedzianej. Pod płytą betonową i żelazobetonową stosowany jest niejednokrotnie papier lub warstwa izolacyjna mająca na celu zabezpieczyć beton w okresie tężenia od strat wody przez jej przesiąkanie w warstwę stanowiącą podłoże nawierzchni betonowej. Wkładki z juty prawie bezpośrednio pod powierzchnią zewnętrzną płyt betonowych są też uważane za bardzo celowe i ułatwiające remont powierzchni dróg betonowych. Broszurkę tę wysłał zainteresowanym zarząd Związku Fabrykantów Brytyjskich Portland-Cementu („Portland Cement Association” 20 Dartmouth street — Westminster).

### 2. Die Betonstrasse Nr. 12. — Grudzień 1934 r. *Budowa dróg betonowych w Anglii i Irlandji.*

Według danych, ogłoszonych przez Związek Brytyjskich fabrykantów portland-cementu, ilość kilometrów dróg betonowych, wykonanych w Anglii i Irlandji powiększyła się w roku 1933 o 644 kilometry. Wobec tego w chwili obecnej — roku 1934 — Anglja z Irlandją posiada ogółem 3692 kilometry dróg betonowych o szerokości jezdni 20 stóp — 6.10 m.

Dla porównania dodać należy, że pozostałe kraje Europy, a mianowicie:

- 1) Italja, Belgja, Francja, Holandja, Czechosłowacja,
- 2) Węgry, Szwecja, Austrija i Rzesza Niemiecka

posiadały wszystkie razem przy końcu 1933 roku zaledwie 3.080 kilometrów dróg betonowych, czyli dużo mniej niż sama Anglja z Irlandją.

Drogi betonowe są wykonywane w Anglii i Irlandji przeważnie na spadkach od  $\frac{1}{20}$  do  $\frac{1}{10}$ , chociaż w poszczególnych wypadkach spotykamy nawierzchnie betonowe i na odcinkach trasy dróg ze spadkiem  $\frac{1}{5}$ .

Drogi betonowe, wykonane w Anglii i Irlandji w r. 1933 posiadają nawierzchnie z jednej warstwy betonu na 35,4% ogólnej długości i na 64,6% — z dwóch warstw betonu. Na 86% ogólnej długości dróg betonowych, wykonanych w Anglii i Irlandji w r. 1933, zastosowano uzbrojenie betonu, podczas gdy na reszcie, a więc na 14% ogólnej długości, płyty betonowe uzbrojenia nie posiadają.

### 3. Betonstrasse Nr. 12 — Grudzień 1934 r. *Naprawa drogi o nawierzchni betonowej przez wtłaczanie pod płytę betonową wody pod ciśnieniem.*

W stanie *Kansas* w Stanach Zjednoczonych P. A. zauważono jeszcze w roku 1928, że dzięki istnieniu spoin dylatacyjnych pomiędzy poszczególnymi sekcjami nawierzchni betonowych zauważyć się daje, specjalnie po ulewnych deszczach, nierównomierne osiadanie nawierzchni betonowej i powstawanie nierówności na zewnętrznej powierzchni dróg betonowych. Wobec tego zaczęto prowadzić specjalną obserwację tego zjawiska, i ustalono, że przenikanie wody deszczowej przez spoiny dylatacyjne powoduje nierównomierne rozrzedzanie się ścisłości gruntu pod płytami betonowymi. Sfera roz-

rzedzenia się gruntu pod płytami betonowymi ogranicza się mniej do 3 metrów, licząc w obie strony od spoin. Dla bliższego zbadania tego zjawiska wykonano w stanie Kansas specjalny próbny odcinek o długości 16 kilometrów. Na odcinku tym wykonano nawierzchnię betonową o szerokości 6.10 metra. Płyta betonowa miała grubość 15 cm w środku jezdni i po 23 cm po obu stronach jezdni obok krawężników. Płyty betonowe nawierzchni posiadały stalowe uzbrojenie w postaci siatki, umieszczonej w odległości 5 cm pod powierzchnią zewnętrzną jezdni. Spoiny dylatacyjne wykonano w tym wypadku w odstępach co 36.60 metra, dbając o to, by co czwarta spoina posiadała szerokość 2.5 cm. Przy wykonaniu betonu zastosowano piasek i żwir. Skład betonu odpowiadał 22.7 litrom wody na 42.7 kgr. cementu. Przed przystąpieniem do prób zbadano starannie zawartość wilgoci w gruncie i jego stopień ścisłości. Wtłaczanie wody pod wykonane i ułożone już ostatecznie płyty betonowe jezdni uskutecznilo posługując się stalowymi rurami studziennymi, wciśniętymi z boku jezdni zapomocą wind śrubowych. Rury te posiadały stożkowe zaostżenia na końcach i miały szereg otworów na swej zewnętrznej powierzchni. Podczas tych prób ustalono, że nadmierne ciśnienie powoduje występowanie wody nazewnątrz przez spoiny dylatacyjne, wobec czego przy dalszych próbach stosowano wtłaczanie wody w rury jedynie pod ciśnieniem wody w kotle ruchomym, przewożonym wzdłuż tego próbnego odcinka drogi. W wyniku tych prób stosowano dla naprawy betonowych nawierzchni, które zostały odkształcone przez szkodliwy wpływ przesączającej się przez spoiny dylatacyjne wody deszczowej, wtłaczanie wody pod nawierzchnię jezdni zapomocą rur stalowych umieszczanych w odstępach co 1.5 metra od każdej ze spoin i na głębokości od 18 do 30 cm poniżej płyty betonowej nawierzchni.

4. Die Betonstrasse Nr. 11 — listopad 1934 r. *Budowa dróg dla cyklistów* — artykuł inż. dypl. G. Bruscha. (3 str. + 7 fot.).

Ruch cyklistów na drogach w Niemczech stale się powiększa i według oficjalnych danych w obrębie miast w Niemczech ustalono, że na ulicach miejskich kursuje 4 — 6 razy więcej rowerów niż samochodów.

W Hamburgu cykliści stanowią 25 — 65% ogólnego ruchu kołowego pojazdów w obrębie granic miasta. W okolicach Hamburga udział ten wynosi od 31 do 62%. Skonstatować należy, że intensywność ruchu cyklistów wzrasta w Niemczech z każdym rokiem. Przy wzrastaniu intensywności ruchu cyklistów powiększa się wydatnio ilość wypadków drogowych. Wobec tego, że rower znajduje się stale w niestatecznej równowadze powoduje on bardzo często kolizje z pojazdami drogowymi innych kategorii. Niezbędem jest wobec tego, dla polepszenia warunków bezpieczeństwa ruchu kołowego na ulicach miejskich i na drogach kołowych, oddzielić ruch cyklistów od ruchu kołowego na jezdni drogowej i od ruchu pieszych na chodnikach. Stworzenie w Niemczech państwowego związku spółek budowy dróg dla rowerzystów przyczynia się, szczególnie dzięki specjalnemu poparciu naczelnego inspektora do spraw drogowych Rzeszy Niemieckiej inż. Todfa, do budowy całej sieci niezależnych dróg dla cyklistów. Najbardziej idealnym rozwiązaniem tej kwestji jest budowa zupełnie niezależnych od dróg kołowych

drózek lub ścieżek rowerowych, przeznaczając je zarówno dla uprawiających ten tani sport dla celów turystycznych, jak i dla celów zarobkowych.

Największą stosunkowo ilość cyklistów posiada Holandia, gdzie 36—37% ludności posiada własne rowery. W Holandji stosowane są następujące trzy odrębne typy dróg dla cyklistów. Do pierwszej kategorii zaliczyć należy ścieżki dla cyklistów o trasie zupełnie niezależnej od trasy sąsiednich dróg kołowych. Do drugiej kategorii należą ścieżki rowerowe wzdłuż ulic; zazwyczaj ścieżki te są oddzielone w sposób wyraźnie widoczny od jezdni, przeznaczonej dla ruchu pojazdów kołowych innych niż rowery i motocykle. Stosowane są w tym celu pasy rozdzielcze wykonane białą farbą, lub też ze specjalnych krawężników nie wystających ponad powierzchnię jezdni drogowej i wykonywanych z betonu lub cegły klinkierowej, w zależności jakiego typu nawierzchnię posiada bezpośrednio do nich przylegająca jezdnia drogowa.

W Holandji przy budowie specjalnych dróg dla rowerzystów stosowana jest szerokość 2.0 — 2.5 metra przy intensywności ruchu cyklistów 2000 rowerów na dobę. Przy intensywności ruchu — 2.000 — 4.000 na dobę — stosowana jest szerokość 3 — 4 metry i przy intensywności przekraczającej 4.000 rowerów na dobę — 4 — 5 metrów. Przy ruchu jednokierunkowym, to jest przy ścieżkach dla rowerów z obu stron jezdni drogowej — przy intensywności 2.000 na dobę — 1.75 m i przy intensywności powyżej 2.000 na dobę — 2 — 3 metry. Ścieżki rowerowe poza obrębem miast przeważnie posiadają w Holandji szerokość 0.75 metra. Dla nawierzchni drózek dla cyklistów stosowane są w Holandji lekkie typy z zastosowaniem żwiru o lepieszczu z gliny lub ze smoly i w niektórych wypadkach żuzel. W ostatnich czasach zaczęto w tym celu coraz częściej stosować beton w postaci płyty betonowej, wykonywanej na miejscu, lub też i z płyt już gotowych, wykonywanych fabrycznie i masowo w specjalnych wytwórniach. W końcu 1933 roku Holandia posiadała już 350.800 metrów kwadratowych dróg betonowych dla cyklistów. Wytrzymałość płyt betonowych winna wynosić w tym wypadku 600 kgr./cm<sup>2</sup> i powinny one wytrzymywać bez uszkodzeń uderzenia ciężaru 300 kgr., spadającego z wysokości 15 metrów. Koszt dróg dla cyklistów z nawierzchnią betonową obliczają na 0.50 — 1.80 guldena (18 — 6.4 zł.) na 1 metr kwadratowy.

Cena — 1.8 guldena za 1 m<sup>2</sup> odpowiada nawierzchni w postaci płyty betonowej o grubości 12 cm. Z ogólnej sumy 435 milionów guldenów, przeznaczonej w r. 1932 na cele budowy dróg kołowych w Holandji, wydano 35.000.000 guldenów, czyli 8%, na budowę specjalnych dróg dla cyklistów.

5. Engineering News-Record Nr. 23 — 8 grudnia 1934 r. *Wpływ czasu mieszanía betonu na jego własności.*

Badania, przeprowadzone przez Centralne Biuro Drożowe w Stanach Zjednoczonych P. A. (The Bureau of Public Roads), wyjaśniły, że w betoniarkach o dużej pojemności:

- 1) trudno osiągnąć równomierne wymieszanie części składowych betonu w całej jego masie
- 2) że stopień równomierności wymieszania nie ulega znacznym waha-

niom przy przedłużaniu okresu mieszania masy betonowej w betoniarce od jednej do czterech minut.

3) nie wpływa również na powiększenie wytrzymałości betonu zmiana okresu mieszania masy betonowej w betoniarce w granicach od 1 — 4 minut.

4) drobnoziarniste części kruszywa ulegają podczas mieszania masy betonowej w obrotowych betoniarkach zwykle stosowanego typu rozdrobieniu i z powiększaniem się okresu mieszania betonu w betoniarce ilość procentowa drobnoziarnistych części kruszywa, przechodzących przez sito N 100 (o 100 otworach na 1 cal kwadratowy) powiększa się odpowiednio.

## XI. Mosty.

1. Le Genie Civil Nr. 21 — 24 listopada 1934 r. *Przebudowa mostu w La Roche-Guyon na Sekwanie.*

Po raz pierwszy wybudowano w tem miejscu na Sekwanie most w r. 1819. Był to most wiszący, stosunkowo nie szeroki, gdyż obliczony na jedną tylko strefę jezdni. W roku 1870 silny huragan uszkodził kompletnie ten most, tak, że niezbędną była na tem miejscu budowa zupełnie nowego mostu. Wykonano most wiszący, z filarem w środku rzeki, jednak i ten most uległ uszkodzeniu w r. 1914 przed wybuchem wojny, tak że musiano zamknąć na nim ruch. W chwili obecnej jest na ukończeniu zupełnie nowy most w tem miejscu. Most ten, o całkowitej długości 202 m, posiada żelbetowe przęsło łukowe o rozpiętości 161 metrów i o strzałce 27 metrów. Przekroje łuków są skrzynkowe i mają one w zworniku wymiary:  $2,40 \times 1,40$  m nazewnątrz i  $1,61 \times 1,12$  m wewnątrz. Wysokość łuków zmniejsza się stopniowo w kierunku ku przyczółkom, podczas gdy szerokość pozostaje niezmienną aż do przecięcia z pomostem jezdni. Ponad jezdnią każdy z dwóch łuków przesła rozszerza się w miejscu gdzie na to pozwala skrajnia, do 3 metrów. Największa siła 4140 tonn, z którą działają łuki na przyczółki, oddaje się na szereg pali pionowych i ukośnych pod kątem  $45^\circ$  do pionu. Pale zostały wykonane w gruncie w ten sposób, że po zapuszczeniu obsadowej rury metalowej na potrzebną głębokość wypełniano rurę betonem pod ciśnieniem, dochodzącem do 6 kgr/cm<sup>2</sup>, co wywierało ciśnienie na beton i podnosiło do góry rurę metalową. Szerokość pomostu wynosi 10 m pomiędzy poręczami balustrady. Jezdnia jest 5,60 m szeroka. Pomost jezdny wznosi się o 9,90 m ponad poziom średniej wody żeglownej na rzece. Pomost zawieszono na szeregu wieżarów, w odstępach co 7,90 m; wieżary te podtrzymują belki poprzeczne, połączone ze sobą układem 3 belek podłużnych odpowiednio ze sobą stężonych. Grubość płyty pod nawierzchnią drogową wynosi 16 centymetrów; górną powierzchnię płyty żelazo-betonowej pokryto warstwą porfiro-asfaltu 5 cm grubą.

2. Engineering News-Record Nr. 15 — 11 października 1934 r. *Długi łukowy wiadukt betonowy, wybudowany obok miasta Cleveland*, art. inż. Rabe i Overman'a — (2½ str. + 4 fot. + 5 rys.).

W obrębie granic miasta Cleveland w Stanach Zjednoczonych P. A. wykończono 8-mio przęsłowy łukowy wiadukt betonowy nad doliną, zajęłą przez park, t. zw. „Brook Park”, na przedłużeniu ulicy Brookpark Road.

O wyborze systemu wiaduktu zdecydowały w tym wypadku względy estetyczne. Wiadukt składa się z sześciu środkowych przęseł o rozpiętości po  $176' 10\frac{1}{2}'' = 53,95$  mtr i dwóch bocznych łuków o rozpiętości po  $192' 3'' = 58,64$  mtr. Z obu stron wiaduktu wykonano dojazdy w postaci przęseł belkowych z żelbetu: od strony zachodniej — 6 przęseł po  $33'$ , a z drugiej strony 3 przęśla — 2 po  $33'$  i jedno o rozpiętości  $100'$ . Filary wiaduktu, wykonane z betonu, mają fundamenty oparte na twardym łupku na głębokości około 20 stóp poniżej dna doliny. Jezdnia, o szerokości  $40' = 12,20$  mtr, posiada nawierzchnię z klinkieru o wysokości  $3''$  na podłożu  $\frac{3}{4}''$  z cementu szlakowego. Z obu stron jezdni przewidziano chodniki po  $5'$  szerokie. Dopuszczalne naprężenia w betonie na zginanie 900 funtów ang. na cal kwadratowy =  $63$  kgr/cm<sup>2</sup>, a na rozciąganie żelaza 16.000 funtów ang. na cal kwadr. =  $1120$  kgr/cm<sup>2</sup>. By przeciwdziałać szkodliwemu wpływowi podwyższenia temperatury przy tężeniu betonu przewidziano w każdym z betonowych filarów 5 rur pionowych, o średnicy  $24'' = 60$  cm, które były przeznaczone dla cyrkulacji wody ochładzającej masę betonu podczas jego wykonania i w okresie jego tężenia. Każdy z łuków wiaduktu posiadał po dwa dźwigary łukowe, o szerokości  $7' = 2,14$  mtr i o wysokości  $3' = 0,91$  mtr w zworniku i  $5\frac{1}{2}' = 1,68$  mtr w obsadach. Średnia wysokość jezdni wiaduktu nad dnem doliny  $116' = 35,4$  mtr. Ogólna długość wiaduktu —  $1918' 7'' = 586,2$  mtr. Jezdnię podtrzymują belki poprzeczne, sztywno połączone ze słupkami na łukach, i płyty żelbetowe  $13\frac{1}{2}'' = 34$  cm gruba. Belek podłużnych nie mamy zupełnie. Całkowity koszt wiaduktu wyniósł 378.980 dolarów, co odpowiada 3,72 dolarom na 1 stopę kwadr. = 212 zł. na 1 metr kwadratowy.

3. Asphalt und Teerstrassenbautechnik Nr. 45 — 7 listopada 1934.  
*Most na Elbie dla autostrady Berlin — Hannover.*

Autostrada Berlin — Hannover przecina rzekę Elbę obok miejscowości *Hohenwarthe* pod Magdeburgiem. Naczelny inspektor do spraw drogowych w Niemczech dr. inż. Todt dopiero co zdecydował budowę mostu dla autostrady na rzece Elbie według opracowanego już projektu.

Most ten będzie można zaliczyć do kategorii jednej z największych budowli mostowych na szlakach budowanych obecnie dróg samochodowych w Niemczech. Wobec tego, że pod *Hohenwarthe* rozlew rzeki podczas powodzi wynosi 800 — 900 metrów, całkowita długość mostu wypadnie 1200 m. Most ten będzie posiadał w głównym korycie rzeki Elby 2 filary, tak że największe środkowe przęsło będzie miało rozpiętość 154 metry, podczas gdy dwa boczne przęsła wykonane będą o rozpiętości każde po 93 metry. Dojazd do mostu nad głównym korytem będzie stanowił wiadukt, projektowany nad zatapianiem podczas powodzi korytem rzeki, w postaci 21 przęseł żelazo-betonowych, opierających się na 20 filarach.

4. Schweizerische Zeitschrift für Strassenwesen Nr. 24 — 29 listopada 1934 r. *Nowy most drogowy na rzece Aare w Szwajcarji na szlaku drogi Felsenau—Koblenz*, art. inż. Wydlera — (6 rys.).

Nowy most drogowy na rzece *Aare* obok stacji kolejowej *Felsenau* ma być wybudowany w najbliższej przyszłości według projektu biura inżynier-

skiego „Kihm” w Zurychu. Długość tego mostu wyniesie 192 metry. Ma on się składać z dwóch przęseł stalowych z dźwigarami dwuprzegubowemi o rozpiętości po 87 metrów. Łuki mają być kratowe i z jezdnią podwieszoną na szeregu wieszarów w odstępach co 7,25 metra jeden od drugiego. Szerokość użytkowa jezdni dla ruchu kołowego wynosi w projekcie 6 metrów. Z jednej strony jezdni drogowej przewidziano chodnik o szerokości 1,60 metra, a z drugiej — krawężnik ochronny 0,50 metra szeroki. Rozstaw dźwigarów głównych wynosi 8,50 metra. Pod jezdnią drogową ma być wykonana płyta żelbetowa o grubości 16 — 19,5 cm. Płyta ta opiera się na belkach poprzecznych i na trzech szeregach belek podłużnych (stalowych) w odstępach po 2,70 metra jedna od drugiej. Spadek poprzeczny jezdni drogowej i chodnika wynosi 2%. Przęsła mostu opierają się na jednym filarze w środku rzeki i na dwóch przyczółkach. Każdy z przyczółków składa się z dwóch części, połączonych ze sobą w kierunku poprzecznym tężnikami z żelazo-betonu. Filar i przyczółki będą się opierały na skale z zastosowaniem kesonów pneumatycznych. Specjalną uwagę zwrócono podczas sondowań gruntu na dokładne wyznaczenie początku skały, co ma ważne znaczenie przy budowie mostów z przęslami łukowemi. System łukowy zastosowano w tym wypadku ze względów zarówno estetycznych, jak i oszczędnościowych, gdyż system ten dał możność wykonać cały ten most wraz z dojazdami w postaci grobli ziemnych za ryczałtową sumę 1.000.000 franków szwajcarskich (1,8 milj. zł.). 300.000 franków wpłaca na budowę tego mostu dwie elektrownie na jednym i drugim brzegu rzeki obok tego mostu, 525.000 franków Rząd Federalny, a resztę — 175.000 fr. mają pokryć zainteresowane gminy (37 gmin). Most ten ma być wykończony najpóźniej w 1936 roku. Dodać należy, że dla grobli dojazdowej zastosowano grunt z rzeki, otrzymany zapomocą bagrowania.

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

1. Revue générale des routes et de la circulation routière. Nr 105, wrzesień 1934 r. *Oświetlenie dróg publicznych i bezpieczeństwo ruchu.*

Z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu kołowego na drogach publicznych odgrywa decydującą rolę ich oświetlenie. W Stanach Zjednoczonych P. A. w przeciągu 1934 roku zanotowano na drogach publicznych 311.910 wypadków z ludźmi, co odpowiada stratom, jak je obliczają Amerykanie, około 5 miliardów dolarów (około 26 miliardów złotych). W jednym tylko stanie *Indiana* w zimie 1930 — 1931 roku zanotowane 248 śmiertelnych wypadków na drogach. Z tej liczby  $\frac{2}{3}$  wypadka na zmiernych i na godziny nocne, gdy ruch jest 3 razy mniej intensywny, wypadają więc że w nocy ilość wypadków jest sześć razy większa niż w dzień. Racjonalne oświetlenie dróg publicznych, jak liczą Amerykanie, może zredukować ilość wypadków o 50%, co mogłoby dać oszczędności w stratach materialnych, spowodowanych przez wypadki, około 2,5 miljarda dolarów rocznie. Według statystyki stanu *Connecticut* wypadają, że na 249 wypadków śmiertelnych, spowodowanych ruchem pojazdów na drogach publicznych, 76 wypadają na godziny dzienne, 158 na godziny nocne i 15 na zmiernych. Pomiedzy godzinami 16 — 20 w lecie zda-

rza się 16 wypadków śmiertelnych, a w zimie 54, czyli o 350% więcej, nie licząc się z tem że w nocy i przy oświetleniu pozostawiającem dużo do życzenia ruch jest mniej intensywny. Naogół ustalono również że 51% wypadków zdarza się w małych miastach i miasteczkach, których ludność wynosi zaledwie 22% ogółu ludności, czyli że przy złym oświetleniu dróg i ulic w małych miastach i miasteczkach zdarza się 3 razy więcej wypadków, niż w miastach i na drogach dobrze oświetlonych.

2. *Verkehrstechnik* — Nr 19 — 5 października 1934 r. *Wypadki związane z ruchem pojazdów komunikacyjnych w Berlinie.*

Na zasadzie statystyki policyjnej zanotowano w przeciągu drugiego kwartału 1934 r. w Berlinie 7615 wypadków drogowych, w tem 7566 zdarzeń i 49 wypadków innego rodzaju, w porównaniu 6644 wypadkami w odpowiednim okresie roku ubiegłego. Przeciętna ilość wypadków wynosiła dziennie 63,7 w porównaniu z 73 w roku poprzednim. W drugim kwartale r. b. podczas wypadków z pojazdami komunikacyjnymi zabito w obrębie Berlina 95 osób i raniono 3212 osób.

3. *Der Strassenbau* — Nr 20 — 15 października 1934 r. *Wyróżnienie i uwidocznienie stref jezdni na nowoczesnych drogach samochodowych zapomocą pasów kolorowych*, art. Willy Raabe'go (2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> str.).

Żadne z nowoczesnych ulepszeń na drogach nie przyjęło się tak szybko i nie zyskało tak przychylnęj aprobaty automobilistów, jak podział na strefy jezdni drogowych zapomocą pasów kolorowych. Pierwsze zastosowanie tej metody podziału nawierzchni dróg na strefy datuje się zaledwie od 8 — 10 lat, lecz już obecnie w jednym tylko stanie California, wykonano te pasy kolorowe na 5000 kilometrów dróg stanowych, nie licząc dróg i ulic w obrębie miast i osiedli.

Większość stref jezdni drogowych na nowoczesnych drogach w Stanach Zjednoczonych ma szerokość 3,3 metra. Oddzielone one są jedna od drugiej ciągłym kolorowym pasem. Za najbardziej odpowiedni uznano, na zasadzie wyników specjalnie przeprowadzonych prób, kolory: biały, żółty i czerwony. Próby te przeprowadzono w Stanie California w r. 1926.

Biały kolor odznacza się najlepszą widocznością i najjaskrawiej wyróżnia się przy blasku słońca, mgie, podczas zmroku i w ciemną noc.

Szerokość pasów kolorowych na nawierzchniach dróg w stanie California waha się w granicach 10 — 30 centymetrów; przeważa jednak szerokość 15 cm, która jednak w ostatnich czasach została zredukowana do 10 cm.

Miasto *Los Angeles* stosuje pasy kolorowe o różnej szerokości, w zależności od kategorii dróg i ulic; jednak 15 cm. jest tam uważane za minimum. Pasy kolorowe pozwalają kierowcom samochodowym jechać śmiało, bez obawy, że jadący z przeciwnej strony samochód przekroczy graniczną linię demarkacyjną w postaci kolorowego pasa, ograniczającego sąsiednią strefę jezdni. Przy jeździe na łukach kierowcy samochodów mają tendencję do wjeżdżania na środek nawierzchni drogowej, czemu skutecznie zapobiegają środkowe pasy kolorowe na osi drogi. Przy podziale szerokości nawierzchni na więcej niż na dwie strefy, boczne strefy są naogół przeznaczone dla ruchu lokalnego a środkowe dla ruchu tranzytowego.

Pasy kolorowe na jezdni są wykonywane bądź ręcznie, bądź zapomocą specjalnych maszyn. Bardzo często są stosowane również pneumatyczne metody malowania pasów kolorowych na nawierzchni drogowej. Jako farbę stosują w stanie California przeważnie lakier oraz mleko cementowe. Władze drogowe w stanie California wymagają, by lakier, stosowany do malowania pasów na jezdni drogowej, był trwały, by wysychał po upływie 15 — 30 minut, by nie ulegał szkodliwemu wpływowi chemicznemu olejów i asfaltu i nie zmywał się z powierzchni drogi pod wpływem deszczu. Lakiery stosowane w tym celu zawierają nitro-celulozę lub gumę, rozpuszczone w benzolu lub w spirytusie. Zużycie farby na 1 kilometr drogi wynosi od 20 do 30 litrów, przy szerokości pasów: 10 centymetrów: Koszt wynosi od 12 do 24 dolarów na 1 kilometr drogi, licząc w tem i amortyzację sprzętu i specjalnego inwentarza. Koszt lakieru w tej cenie stanowi od 70 do 80%.

Wydatek roczny władz drogowych stanu California na ten cel wynosi około 100,000 dolarów, wobec czego prowadzone są bardzo starannie specjalne próby, by ustalić najbardziej trwały i najtańszy sposób wykonywania pasów kolorowych na nawierzchniach drogowych różnych typów. Długotrwałość wykonywanych obecnie pasów kolorowych na drogach w Stanach Zjednoczonych wynosi około 9 — do 12 miesięcy, chociaż przy bardzo intensywnym ruchu samochodowym należy wznawiać malowanie co 6 miesięcy. Stosowane są dla wykonywania pasów kolorowych na nawierzchniach drogowych również biel cynkowa, mleko wapienne i w niektórych rzadkich wypadkach, zamiast pasów malowanych, wykonywują pasy z białego cementu, a właściwiej z zaprawy cementowej z białego cementu, białego piasku i z grysu marmurowego. Te jednak metody wykonywania pasów ochronnych na drogach są dopiero w Stanach Zjednoczonych w okresie prób.

---

## SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 lutego 1935 r. Stowarzyszenie liczyło 465 członków; (z poprzedniej ilości 551 ubyło 88 członków, natomiast przybyło nowych 2); zwyczajnych 461 i wspierających 4; w tem osób fizycznych 343 i osób zbiorowych 122.

Pozostałość gotówki na dzień 31.XII. 1934 r. 16023 zł. 99 gr.

Wpłynęło w styczniu 1935 r. . . . . 1834 „ 60 „

Razem . . 17858 zł. 59 gr.



Wydano w styczniu 1935 r. gotówką 1394 zł. 21 gr. 1894 „ 21 „  
weksłami 500 „ „

Pozostaje na dzień 1 lutego 1935 r. . . . 15964 zł. 38 gr.

(w P. K. O. — 2185 zł. 59 gr., Polskim Banku Komunalnym — 13198 zł. — gr. i u skarbnika gotówką 80 zł. 79 gr. i weksłami 500 zł.).

PRZYSTĄPILI DO STOWARZYSZENIA  
W STYCZNIU 1935 R.

*B. Członkowie zwyczajni.*

b) osoby fizyczne.

45. Bartoszewicz Stanisław, inżynier — Katowice, Śląski Urząd Wojewódzki, Laboratorium Drogowe Wydziału Komunikacyjno-Budowlanego.

34. Gorlicki Franciszek — Bydgoszcz, Ujejskiego 34.

Prezes (—) *M. Nestorowicz*

Skarbnik (—) *W. Tryliński*

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 . . . . . 2140 zł. 35 gr.

W styczniu wydano:

- a) Potrącenie P. K. O. za przechowanie w depozycie pożyczki stabilizacyjnej . . . . . 37 zł. 49 gr.  
b) Wpłacono do Kwestury Politechniki na stypendjum w lutym, marcu i kwietniu . . . . . 600 zł. — gr.  
c) Potrącono przez P. K. O. kosztów manipulacyjnych . . . . . — zł. 20 gr.

Razem wydatków 637 zł. 69 gr.

Na dzień 1 lutego 1935 r.:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. . . . . 4200 dolarów  
b) gotówką . . . . . 1502 zł. 66 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 1280 zł. 14 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.

**Redakcja Wiadomości ma na  
składzie do sprzedaży następujące  
wydawnictwa:**

1. M. Porowski. Problem ulepszenia dróg gruntowych.  
1928 r. Stron 83. Cena Zł. 1.85
2. Prace pierwszego Polskiego Kongresu drogowego. 1928 r.  
Stron 401 z wieloma rysunkami i fotografjami.  
Cena Zł. 10.00
3. Prace drugiego Polskiego Kongresu drogowego. 1930 r.  
Stron 138 z 2 fotografjami (obrady i uchwały).  
Cena Zł. 6.00
4. Prace trzeciego Polskiego Kongresu drogowego. 1934 r.  
Stron 498 z wieloma rysunkami i fotografjami.  
Cena Zł. 12.00
5. Vespermann. Nawierzchnie drogowe ze smół i mie-  
szanek smołowo - asfaltowych. Przełożył, opra-  
cował i zaopatrzył dodatkiem p. t. Polskie  
smoły drogowe i mieszanki smołowo-asfaltowe  
Inż. Wł. I. Górski. 1932 r. Stron 240. Cena  
20 zł. 50 gr., dla Członków Stowarzyszenia  
Polskich Kongresów drogowych.

**Cena obniżona do Zł. 3.-**

---

Książki wysyłane są po wpłaceniu należności na  
konto czekowe „Stowarzyszenia Członków pol. kongr.  
drogowych” w P. K. O. Nr. 13966. Na odcinku blankietu  
nadawczego należy podać którą książkę poleca się wysłać  
i pod jakim adresem.