

ROK IX.

SIERPIEŃ—WRZESIEŃ 1935

№ 101—102.

WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW
POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH



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	O k ł a d k a	
		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. 101—102

	str.
Stalowe mosty drogowe na IV Międzynarodowym Kongresie zastosowań stali w Brukseli	496
<i>Stefan Bryla.</i> Zastosowanie stali w mostach drogowych o mniejszych rozpiętościach	506
<i>Inż. L. Tylbor.</i> Dźwigary stalowe w zastosowaniu do budowy mostów drogowych.	512
<i>Dr. inż. Alfons Chmielowiec.</i> Przejazdy stalowe nad koleją.	514
<i>Inż. Bolesław Orczykowski.</i> Mosty a wojna	535
<i>Inż. Władysław Wachniewski.</i> Nowy typ mostu drogowego małej rozpiętości	542
<i>Inż. E. Hildebrandt.</i> Celowość stosowania mostów stalowych małej rozpiętości	559
<i>Inż. Jerzy Ślewiński.</i> Stalowe obetonowane mosty w Szwajcarii.	563
<i>Inż. Jerzy Ślewiński.</i> Przegląd najnowszych mostów stalowych zbudowanych w ciągu ostatnich lat zagranicą.	567
Przegląd czasopism technicznych	584
Sprawozdanie Prezydium Zarządu Stowarzyszenia Członków polskich kongresów drogowych	589
Sprawozdanie kasowe Kuratorjum fundacji stypendjalnej imienia prof. M. W. Nestorowicza	590

CZWARTY POLSKI KONGRES DROGOWY ODBĘDZIE SIĘ
WE WRZEŚNIU 1936 ROKU.

Zarząd Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów Drogowych prosi wszystkich interesujących się sprawą drogową, a przede wszystkim członków Stowarzyszenia, o opracowanie referatów na tematy:

- a) Finansowanie gospodarki drogowej w Polsce: Fundusz Drogowy, opłaty drogowe, świadczenia w naturze, Fundusz Pracy (obecny stan i pożądane zmiany).
- b) Zagadnienia motoryzacji ruchu drogowego i autostrad w Polsce na tle obecnej gospodarki drogowej w Polsce.
- c) Postępy techniki drogowej w Polsce.
- d) Zaopatrzenie dróg w polskie materiały krajowe (obecny stan i możliwości rozwoju).
- e) Organizacja pracy służby drogowej w Polsce i pożądane zmiany.

Zawiadomienia o zamiarze wygłoszenia referatu należy nadesłać do dnia 1 lutego 1936 roku, a same referaty — do dnia 1 kwietnia 1936 r. pod adresem: Warszawa, Katedra budowy dróg i robót ziemnych Politechniki Warszawskiej—Polna 3.

Prezes (—) *M. Nestorowicz*
Sekretarz (—) *L. Borowski*

WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH
KONGRESÓW DROGOWYCH

Mosty stalowe stosuje się u nas na większe rozpiętości bardzo często, nawet przeważnie. Składa się na to szereg przyczyn, jak taniość wykonania, lekkość, pionowe reakcje w razie stosowania — najczęstszych zresztą — belek na dwu podporach wolno padpartych, wreszcie — względy strategiczne. Dla małych rozpiętości mosty stalowe jednak nie są nieomal stosowane. Używa się tu nieraz mostów żelbetowych, ale tym przeważającym są mosty drewniane.

Oczywiście z konieczności. Prostu trzeba było budować konstrukcje mostowe z drzewa, gdyż jest to materiał najtańszy. Niestety jednak, jak zwykle, taniość idzie ręką z mniejwartościowością. Mosty stałe są bezporównania więcej warte i właściwie jedynie powinny być budowane; wchodzi one coraz bardziej w życie, u nas jednakowoż dla mniejszych rozpiętości nieomal wyłącznie jako mosty żelbetowe. Stal w konstrukcji ich spotyka się bardzo rzadko.

Powodem tego jest przede wszystkim fakt, że łatwiej jest mieć do dyspozycji projekt mostu żelbetowego niż mostu stalowego. O ile bowiem nie istnieją jakieś specjalne warunki, nie będzie nikt obliczał specjalnie mostu dziesięcio czy dwudziesto-metrowego w każdym wypadku oddzielnie. Nie opłaciłoby się i nie starczyłoby czasu inżynierowi powiatowemu. Od tego są typy. U nas zaś istnieją typy mostów drogowych żelbetowych, doskonale opracowane przez Radę Cementową, niema natomiast takichże typów mostów stalowych.

Inżynier nie powinien być związany z jednym wyłącznie typem konstrukcji; powinien umieć zastosować to, co w danym wypadku jest najwłaściwsze, po rozważeniu wszystkich wyników i okoliczności. Musi jednak mieć należyty wybór. Odrzucając a priori mosty drewniane, o ile chodzi o dłuższy dystans czasu, musi móc wybierać między żelbetem a stalą,

właśnie odpowiednio do okoliczności. Dlatego, analogicznie do typów mostów żelbetowych, powinny istnieć i typy mostów stalowych o małych rozpiętościach, typy racjonalne, dostosowane do potrzeb i wymagań, a z drugiej strony ekonomiczne.

Podobnie, jak uprzednio opracowała typy mostów żelbetowych Rada Cementowa, tak samo obecnie zajmuje się opracowaniem analogicznych typów mostów stalowych Rada Stalowa, specjalnie jej komisje Budownictwa Ogólnego i Mostowego Rady Stalowej. W tym celu potrzebna jest zresztą uprzednia dyskusja, któraby do tych najracjonalniejszych typów doprowadziła. Sprawa ta była dyskutowana na tegorocznym Zjeździe Międzynarodowym Zastosowań Stali w Brukseli. Był jej poświęcony czerwcowy numer pisma *Ossature Métallique*.

Śladem tym również bieżący numer *Wiadomości Drogowych* stara się oświetlić tę sprawę, a tem samem doprowadzić do racjonalniejszego ujęcia typów mniejszych mostów stalowych w Polsce.

Przewodniczący Komisji
Budownictwa Ogólnego i Mostowego
Rady Stalowej
St. Bryła.

STALOWE MOSTY DROGOWE NA IV MIĘDZYNARODOWYM KONGRESIE ZASTOSOWAŃ STALI W BRUKSELI.

Najżywotniejsze problemy techniki nabierają praktycznego znaczenia dopiero wtedy, gdy nie są oderwane od życia. Stąd—zbliżenie świata technicznego do zagadnień związanych bezpośrednio z zastosowaniami stali w praktyce, stanowić może dużą korzyść i oszczędzić kierowania wysiłków konstrukcyjnych w niewłaściwą stronę.

Kongresy Zastosowań Stali, organizowane corocznie w jednym z poniżej wymienionych państw, mają za zadanie rozpatrywanie aktualnych problemów dotyczących budownictwa stalowego właśnie od strony praktycznej i pod kątem widzenia ustalenia najważniejszych metod prowadzących do rozwoju zastosowań stali.

Na ostatnim IV międzynarodowym Kongresie Zastosowań Stali, w którym wzięły udział: Anglja, Belgja, Czechosłowacja,

Francja, Holandia, Niemcy, Polska, Rumunja, Stany Zjednoczone A. P. i Szwajcaria. — rozpatrywano na wniosek Polski problem stalowych mostów drogowych mniejszych rozpiętości.



Rys. 1. Jeden z najstarszych mostów żeliwnych w Coalbrookdale.

Zagadnienie powyższe, wysunięte przez Polskę ze względu na ważność jego w związku z planowaną rozbudową dróg w Polsce, — oświetlone zostało na Kongresie bardzo obszernie i wszechstronnie przez najwybitniejszych fachowców różnych państw. W licznych referatach, ujmujących temat od strony konstrukcyjnej i gospodarczej, opisano nowe rozwiązania i podano oryginalne pomysły, dzięki czemu treść referatów stanowić może dla wszystkich zainteresowanych wartościowy przyczynek dla wysunięcia odpowiednich wniosków praktycznych.

Problemy poruszone w referatach i dyskusji dotyczyły pewnych wspólnych tematów.



Rys. 2. Most w Jowa City St. Zj. Belka ciągła o rozpięt. $36+55+36$ m. św.

1. Konstrukcyjne i ekonomiczne walory stali w budowie mniejszych mostów.

Zagadnienie to przewija się prawie we wszystkich pracach, stanowiąc niejako oś dyskusji. Podkreśla się, że stal, która zdobyła sobie łatwo miejsce wśród konstrukcyj o większej rozpiętości, niesłusznie jest niedoceniana, jeżeli chodzi o mosty mniejsze. A jednak tylko dzięki zastosowaniu tego materiału wykonywać można w mostach przesunięcia, podnoszenie i wszelkie przebudowy gotowych konstrukcyj jak: wzmacnianie belek głównych i ustrojów drugorzędnych, dodawanie nowych dźwi garów, zamianę belek wolnopodpartych na ciągłe, dodanie nowych podpór, dodanie elementów skracających długość wolną prętów wybachanych kratownicy i t. d.



Rys. 3. Most w Dreźnie. Konstrukcja całkowicie spawana.

Właściwości konstrukcyjne mostów stalowych wpływają w dużej mierze na ocenę gospodarczą wartości danego obiektu. Samo porównanie cen i kosztu wykonania danego mostu nie wystarcza bowiem do klasyfikacji danego projektu. Musi się wziąć również pod uwagę zalety i wady techniczne gotowej konstrukcji wykonanej z tego, czy innego materiału, tak ażeby wykazać mogła największe przystosowanie do zmiennych warunków.

Podniesiono m. i. na Kongresie również przesadne ocenianie kosztów konserwacji mostów stalowych w porównaniu z innymi, co nie jest zgodne z rzeczywistością.

Ekonomia mostów stalowych, zwiększona obecnie dzięki spawaniu, wzrośnie jeszcze silniej po zmianie przepisów dotyczących naprężeń dopuszczalnych dla stali, pozwalających na zmniejszenie obecnego zbyt wysokiego współczynnika pewności, oraz po przeprowadzeniu pewnej normalizacji konstrukcyj.

O ewolucji pojęć w zakresie rentowności stalowych mo-

stów drogowych świadczyć może najlepiej następujący śmiały pogląd jednego z referentów: „racjonalnie zaprojektowany most stalowy może konkurować dziś z mostem drewnianym”.



Rys. 4. Most pod Werdun. Belka ciągła ze stali St. 52.

2. *Najwłaściwsze systemy drogowych mostów stalowych małej rozpiętości.*

Bardzo wielka ilość mostów wykonanych ostatnio w różnych państwach, i omówionych szczegółowo na Kongresie, pozwoliła zorjentować się bliżej w tendencjach ujawniających się co do wyboru systemu konstrukcji stosowanych dla mostów drogowych mniejszych rozpiętości.

Jakkolwiek przedstawione przykłady dowodzą, że chociaż wykonuje się dziś ze stali mosty wszystkich systemów,—a więc od zwykłego dźwigara począwszy, poprzez belki wspornikowe, ciągłe, ramownice, łuki, skończywszy na bezprzekątniowych kratownicach, — można jednak zauważyć supremację pewnych systemów nad innymi. I tak skłaniają się konstruktorzy w wielu wypadkach (szczególnie przy ograniczonej wysokości) b. chętnie do blachownic, przyczem nie zrażają się już szkodliwym wpływem ewent. osiadania podpór belek ciągłych. Ustroje ramowe i łuki przegubne stosuje się raczej tam, gdzie nie zachodzi obawa zalania łożysk. W Stanach Zjednoczonych wykonano ostatnio około 200 mostów ramowych. Belgja stosuje bardzo powszechnie bezprzekątniowe kratownice syst. Vierendeela o konstrukcji całkowicie spawanej. Łuki ze ściętnem używane są przy małej ilości miejsca do dyspozycji poniżej niwelety mostu.

Pozatem obserwować można pewną zależność systemów danego mostu od jego przeznaczenia: np. małe przejazdy nad kolejami wykonuje się jeszcze ciągle jako dźwigary obetonowane, łuki ze ścięgnem i t. p., przekroczenia kanałów przy pomocy ramownic i t. d.



Rys. 5. Most na kanale Bill pod Hamburgiem, światło 37,2 m. Stal St. 48.

3. Ustrój pomostu i jezdni.

W dążeniu do uzyskania jaknajekonomiczniejszych rozwiązań konstruktorzy zwracają coraz silniej uwagę na zmniejszenie ciężaru martwego mostu, przez odciążenie wagi nawierzchni i pomostu. Wedle relacyj podanych na kongresie zdołano w ten sposób wagę jezdnii obniżyć do 400 kg/m^2 przy zastosowaniu blach wzmacnianych, do 250 kg/m^2 przy ruszcie pełnym i do 150 kg/m^2 przy ruszcie otwartym. Cyfry te mówią same za siebie. Bardzo ciekawe były opisy jezdnii wy-



Rys. 6. Most ramowy pod Albia (Iowa St. Zj.) światło 19,80 m.

konanych z otwartych rusztów stalowych w Stanach Zjednoczonych A. P.

Obniżenie wagi nawierzchni mostowej łączy się ze zmniejszeniem grubości pomostu, szczególnie jeżeli dla tej części mostu zastosuje się stale wysokowartościowe. Pociąga to za sobą możliwość skrócenia ramp dojazdowych, przez co np. na mostach wykonanych ostatnio na autostradach niemieckich, uzyskano dalsze znaczne oszczędności.



Rys. 7. Most Wilhelma pod Cannstadt. Światło 70 m.

4. Spawanie, jako czynnik postępu w budowie mostów.

Rozwój spawania w mostownictwie interesuje, jak się okazało na Kongresie, wszystkich fachowców mostowych bardzo żywo i wyniki odnośnych doświadczeń śledzone są przez nich z wielkiem zaciekawieniem. Jeżeli zgodnie z podawanymi cyframi oszczędności na wadze uzyskiwane już dziś dzięki stosowaniu spawania wynoszą 15 — 25%, nie można się dziwić, że wielu z referentów właśnie w spawaniu widzi przyszłość rozwoju mniejszych konstrukcyj mostowych ze stali. Okazało się, że Europa przoduje tu przed Ameryką, która zbiera na-



Rys. 8. Wiadukt w Dong - Comity (St. Zj.). Światło 21,95 m.

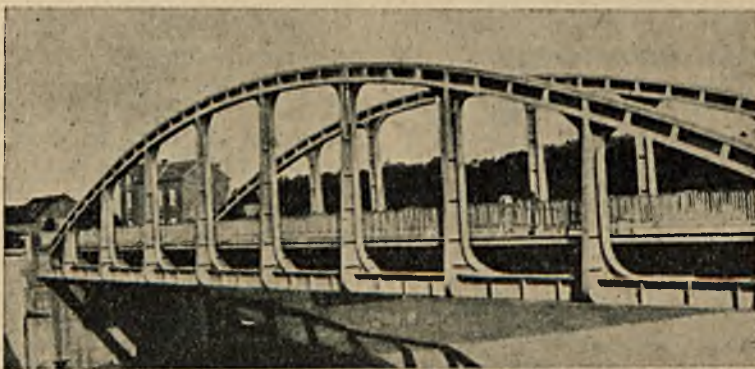
razie wyniki naszych badań i zajmuje stanowisko wyczekujące. W Niemczech wykonuje się specjalne profile przystosowane do wykonywania blachownic mostowych o zmiennej wysokości (Nasenprofilträger).

Spawanie zmieniło wogóle w mostownictwie technikę konstruowania, umożliwiając rozwiązania zupełnie nowe i podnosząc znacznie estetykę konstrukcyj stalowych.

5. Nowe rozwiązania konstrukcyjne.

Podobnie, jak w innych działach budownictwa inżynierskiego, tak i w budowie mniejszych mostów, wprowadzono cały szereg nowych konstrukcyj, mających na celu zwiększenie ekonomji.

Na szczególną uwagę zasługują ustroje, które opierają się na zasadzie współdziałania stali z betonem. Wśród opisanych typów znajdują się obetonowane profile walcowane, dźwigary



Rys. 9. Most bezprzekątniowy w Lanacken-Smermacs. Św. 54,36 m.

walcowane z przyspawaną spiralą z drutu okrągłego na górnej stopce syst. „Alfa”, oraz obetonowane kratownice stalowe. Kilka przykładów tych ostatnich konstrukcyj wykonanych w Szwajcacji, dowodzi, że dzięki wyzyskaniu maximum naprężeń dopuszczalnych w betonie jak i stali równocześnie, można było wykonać belki główne mostu po Shoried o wysokości 1/19, a pod Gisikon 1/15 rozpiętości.

Innego rodzaju udogodnieniem konstrukcyjnym i montażowym mają być opisane już blachownice spawane ze specjalnemi

stopkami (Nasenprofilträger). Szeroko stosuje się również profile szerokostopowe i rozcinane z dwuteowników.

Projekty nowych rozwiązań konstrukcyjnych polskich podali inż. Lipkowski i inż. Wachniewski. Belki główne mostu mają być spawane z blachownic, a pomost z blachy sklepionej. Opisany typ wykazuje oszczędność wagi i kosztów ogólnych oraz możliwość seryjnej produkcji.

6. Zastosowanie stali wysokowartościowych.

Stwierdzono, że do rozwoju mostów stalowych mniejszych rozpiętości przyczyniło się ostatnio bardzo znacznie zastosowanie stali wysokowartościowych. Wprowadzone ostatnio gatunki stali specjalnych: w Niemczech St 52, Francji Ac 54, Ameryce A — 7 — 34 i wielu innych krajach, o wytrzymałości około 60 kg/mm², znajdują coraz szersze rozpowszechnienie. Poza tym wprowadza się powoli gatunki stali o zwiększonej odporności na korozję.

7. Estetyka małych mostów stalowych.

Problem estetyki mostów stalowych, jest właściwie zagadnieniem nowym, jeżeli nadamy mu tak doniosłe znaczenie, jak to miało miejsce na Kongresie.



Rys. 10. Całkowicie spawany most ramowy w Newport-on-Tees.

Okazuje się, że zagadnienie to, które skutkiem niedoceniań spowodowało nawet pewne opóźnienie rozwoju mostów stalowych, wielokrotnie było poruszane na Kongresie przez poszczególnych referentów, jako problem o pierwszorzędnym znaczeniu, szczególnie na przyszłość. W Stanach Zjednoczonych A. P. urządza się stale doroczne konkursy na najpię-

kniesze projekty wśród studentów i na najwyżej estetycznie stojące konstrukcje mostowe wykonane w danym roku. Konkursom tym przypisuje się tu bardzo doniosłe znaczenie. W Niemczech przestrzega się ściślej współpracy architektów z konstruktorami projektującymi mosty, celem zharmonizowania nowych budowli z otoczeniem.

Urobiło się przekonanie, że konstrukcja przemyślana dokładnie pod względem technicznym, musi mieć również zadowalającą formę zewnętrzną. Nie wolno jednak konstruktorom pod żadnym warunkiem poświęcać walorów estetycznych dla uzyskania rozwiązań tanich. Prawdziwie doskonała konstrukcja musi zadowolić również i wymagania estetyki.



Rys. 11. Montaż ramownic mostu Lower-Wolvercote.

Oficjalny udział Polski w IV Międzynarodowym Kongresie Zastosowań Stali, który, jak już zaznaczono, z naszej inicjatywy poświęcony został stalowym mostom drogowym mniejszych rozpiętości, jest dowodem, że problem ten zostanie u nas wszech-

stronnie i poważnie przemyślany, zanim plany rozbudowy dróg wejdą w stan realizacji. Wyniki obrad ostatniego Kongresu Zastosowań Stali, na którym zabierali w powyższej sprawie głos przedstawiciele nauki i przemysłu wszystkich krajów, — przyczynią się niewątpliwie do bliższego wyjaśnienia korzyści wynikających ze stosowania u nas stali w mniejszych konstrukcjach mostowych. Wspólna zaś wymiana poglądów i doświadczeń, umożliwiającą wzajemne informowanie się o postępach techniki w innych krajach, przyczyni się do szybszego odszukanie najwłaściwszych dróg prowadzących do celu.



Rys. 12. Ciekawe zakotwienie wieszarów mostu przez Little - Niaugua (St. Zj.), światło środkowego otworu 68,5 m.

W budownictwie mostowym, jeżeli idzie o stal, można zauważyć w Polsce pewien nieuzasadniony konserwatyzm i brak śmiałości. Wystarczy przytoczyć choćby nasze pionierskie prace w dziedzinie spawalnictwa, które wysunęły nas na czołowe miejsce w technice mostowej, i w których potrafiliśmy tak szybko zejść na ostatnie prawie miejsce. Jest to tem więcej godne ubolewania, że posiadamy w Polsce przecież wszystkie warunki dla pełnego rozwoju stalowych konstrukcyj mostowych.

Oczekiwać przeto należy, że rezultaty IV Kongresu Zastosowań Stali nie przejdą bez echa wśród tych wszystkich, którym zależeć winno na postępie polskiej techniki mostowej.

STEFAN BRYŁA.

ZASTOSOWANIE STALI W MOSTACH DROGOWYCH O MNIEJSZYCH ROZPIĘTOŚCIACH.

Rozwój ekonomiczny państw postępował i postępuje rozmaitemi drogami. Odzwierciadla się to we wszystkich dziedzinach techniki — także i w budowie mostów, a przejawia się specjalnie w budowie mostów małych.

Określenie to dotyczy głównie rozpiętości mostu, ale i w pewnym stopniu także rodzaju i systemu konstrukcji. Rozpiętość, o której może być w danym wypadku mowa, wynosi około 30 — 50 m.

Mosty buduje się z różnych materiałów. Odgrywają one w różnych krajach różną rolę, jako materiały konstrukcyjne, właśnie zależnie od kierunku ich rozwoju ekonomicznego. We Francji, Włoszech, a w ostatnich czasach i w Anglii rozwinięte są stosunkowo więcej mosty żelbetowe. W Niemczech stosunkowo więcej stalowe, jednakowoż ani tu ani tu w grę nie wchodzi prawie zupełnie drzewo jako materiał konstrukcyjny. W innym natomiast położeniu znajduje się Polska. W byłym zaborze rzymskim systematycznie utrzymywane były na możliwie niskim poziomie wszystkie drogi komunikacyjne, a więc drogi i mosty, następnie przyszła wojna, która kilkakrotnie przewalając się przez nasze ziemie, niszcząc znów drogi i mosty, zubożyła i tak ubogi kraj. W konsekwencji zaś odbudowa tychże zwłaszcza w pierwszych latach musiała być przeprowadzona przy pomocy jak najtańszych środków. Stąd też przeważająca część mostów wykonana została z drzewa. Dotyczyło to zwłaszcza mostów drogowych. Tylko na większych rzekach więc przy większych rozpiętościach budowano je jako mosty stałe ze stali lub z żelbetu. Dopiero zwolna zaczęto przechodzić i dla mniejszych rozpiętości na konstrukcje stałe, głównie w okresie wysokiej konjunktury. Dzisiaj na skutek kryzysu, szybkość tej ewolucji się zmniejszyła, niemniej ciągle jest w toku wymiana mostów drewnianych na stałe.

Problem mostów mniejszych przedstawia się zatem w Polsce inaczej niż w państwach zachodnich. Tam jest kwestja

czy mosty stalowe czy żelbetowe. W Polsce jest kwestja: mosty stałe czy drewniane, a potem dopiero w grę wchodzi kwestja materiału.

Wszyscy zdają sobie sprawę dokładnie z tego, że mosty drewniane są pod każdym względem znacznie mniej wartościowe. Jednakowoż w grę wchodzi mały koszt ich budowy, kilkakrotnie mniejszy niż mostów stalowych. Aby zatem w danych warunkach zwiększyć zastosowanie mostów stałych musi się obniżyć ich koszty. Przytem zważać należy, że mosty żelbetowe wymagają minimalnej konserwacji. Aby zatem stosować mosty stalowe dla mniejszych rozpiętości, muszą się one zarazem kalkulować taniej od żelbetowych.

U nas cement jest raczej tani, stal raczej droga. W tych warunkach mosty stalowe raczej się nie kalkulują. Należy przeto doprowadzić do tego, by konstrukcja stalowa, była lżejsza niż jest obecnie i to w dość znacznym stopniu. Na cenę wpływa bowiem w większym stopniu waga niż robocizna (w naszych warunkach).

Uzyskać to można przedewszystkiem przez zastosowanie spawania, przez zwiększenie naprężeń dopuszczalnych, oraz przez wprowadzenie odpowiednich systemów konstrukcji.

Spawanie pozwala na zmniejszenie wagi konstrukcji przy zachowaniu jej równowartości o 15 — 25%, czasem nawet więcej. Wprawdzie cena jednostkowa konstrukcji spawanej jest w różnych krajach różna, czasem wyższa, czasem niższa od ceny konstrukcji nitowanej, jednak prostota wykonania konstrukcji spawanej prowadzi do tego i prędzej czy później ona będzie niższa niż dla konstrukcji nitowanej. Tendencja w tym kierunku jest wyraźna. Wtedy spawana konstrukcja będzie kalkulować się taniej, przynajmniej w tym samym stopniu w jakim daje oszczędności na wadze (15 — 25%). Naturalnie konstrukcja spawana wypada u nas wprawdzie taniej, niż nitowana, ale w nie tak wysokim stopniu. To też możliwe rozpowszechnienie spawania i zastąpienie niem nitowania, powinno być pierwszą wytyczną wprowadzenia stali do budowy mostów niewielkich.

Pragnę tu podkreślić, że stosowanie spawania na warsztacie, a nitowania na budowie, stosowane ze źle zrozumiałych względów oszczędnościowych, nie może dać należytego rezul-

tatu. Walory ekonomiczne spawania to nietylko sprawa oszczędności na łącznikach, na przekroju prętów łączonych nitami, ale także możliwość utwierdzenia lub ciągliwości belek, możliwość wciągnięcia we współdziałanie wszystkich elementów mostów. Jeżeli więc nawet praca nitowania jako takiego wypada taniej w robociznie, to przy moście obliczonym racjonalnie z uwzględnieniem wspomnianych czynników połączenia nitowane montażowe w swym rezultacie końcowym znów prowadzą do podrożenia. Jest to reguła ogólna, od której wyjątek stanowić mogą tylko połączenia tężników wiatrowych, nie współpracujących wogóle przy działaniu obciążenia użytecznego.

Przy dzisiejszych zaś metodach spawania można być pewnym, że połączone spawania montażowe będzie równie dobre jak warsztatowe.

Następnym czynnikiem umożliwiającym rozwój mniejszych mostów stalowych powinna być rewizja dotychczas obowiązujących naprężeń dopuszczalnych. Dla betonu są one stosunkowo znacznie wyższe, niż dla stali. Jeżeli dla betonu dopuszcza się naprężenie dochodzące do $\frac{1}{3}$ wytrzymałości walcowej, to dla stali naprężenia powinny być podniesione w stosunku do obowiązujących obecnie, a wynoszących mniej więcej również $\frac{1}{3}$ wytrzymałości stali. Stal jest bowiem materiałem bezporównania bardziej jednolitym i bardziej pewnym od betonu z powodu sposobu jej fabrykacji. Spółczynnik bezpieczeństwa może być tu zatem mniejszy, Należałoby wogóle poddać rewizji uzależnianie naprężeń od przeznaczenia konstrukcji, a raczej wprowadzić do obliczenia współczynnik dynamiczny. Przy rewizji obowiązujących przepisów mostowych, należy też uwzględnić możliwość oparcia obliczenia na uwzględnieniu plastyczności materiału. Rozciągliwość stosowania obliczeń na tej zasadzie w budowie mostów zależy w znacznym stopniu od systemu konstrukcji. Specjalnie w niektórych systemach jak np. belki ciągłe, można tu uzyskać duże oszczędności. Ostatnie doświadczenia Patona w Kijowie przynoszą pod tym względem dużo materiału.

Kwestja obranego systemu konstrukcji gra zawsze rolę bardzo znaczną. Mniejsza ona będzie dla mostów o niewielkich rozpiętościach, możliwość wyboru jest tutaj ograniczona: zazwyczaj wchodzi w grę przedewszystkiem belka wolno pod-

parta, oraz belka ciągła. Najmniej ekonomiczna belka wolno podparta jest prawie najwygodniejszą w obliczeniu i najchętniej stosowaną w mostach bardzo małych. Jednakowoż właśnie ona najtrudniej wytrzymuje konkurencję z konstrukcjami również wolno podpartymi z innych materiałów (żelbet). Natomiast duże perspektywy otwierają się dla dźwigarów walcowanych obetonowanych. Wytrzymałość ich jest znacznie większa, niż dźwigarów nieosłoniętych, dlatego, że beton chroni je przy działaniu na zginanie od wyboczenia poziomego, oraz od lokalnego zgniotu w miejscu działania ciężaru skupionego, a temsamem znacznie zwiększa ich wytrzymałość przy zachowaniu tego samego spólczynnika bezpieczeństwa. Na podstawie doświadczeń Baesa, podanych w „Ossature Métalique” 1933, można przyjmować naprężenie dopuszczalne dla belek obetonowanych o $\frac{1}{3}$ wyższe od naprężeń dopuszczalnych dla belek nieobetonowanych. Do tego dochodzi korzyść druga: nie potrzebują one konserwacji, jakiej wymagają belki stalowe nieosłonięte, wreszcie zaś wszelkie usztywnienia poprzeczne mogą być bez porównania mniejsze. W stosunku zaś do konstrukcyj żelbetowych nie potrzebują one do wykonania rusztowań, a czas wykonania skraca się przeto ogromnie. W ten sam sposób użyte być mogą także szyny kolejowe — przy mniejszych rozpiętościach — wtedy oplacają się raczej płyty niż belki żebrowe.

Belki walcowane nie osłonięte betonem, są mniej korzystne, aczkolwiek i tutaj zastosowanie spawania prowadzić może do możliwości ich stosowania w nie jednym wypadku, głównie przez możliwość dodawania nakładek na stopkach, co przy nitach było albo niemożliwe, albo zupełnie się nie opłacało, lub też dospawanie ich do ścianek i stopek w formie żeber, wreszcie też przez zwiększenie wysokości po rozcięciu i wstawieniu potrzebnego elementu blachy (nadaje się głównie dla belek ciągłych), o ile plastyczność materiału nie będzie uwzględniona w obliczeniu.

Blachownice stosowane są dla rozpiętości większych. Dla małych wysokości konstrukcyjnych są one wogóle mniej korzystne, niż dźwigary walcowane z dospojonemi nakładkami. Większe są nieładne, zwłaszcza w belkach o jednym przęśle,

dopiero w belkach ciągłych uzyskują one wygląd estetyczny i czasem (zwłaszcza w Niemczech) stosowane bywają nawet dla rozpiętości ponad 60 m. Tu spawanie nie przynosi tak znacznych oszczędności, jak w konstrukcjach np. kratowych, na wadze zyskuje się tylko około 10%, natomiast dużo na prostocie roboty. Oszczędność dać mogą ustroje, które przez zastosowanie odpowiednich belek głównych (oczywiście gdy ich jest kilka, a zatem w mostach o pomoście górą) i na te konstrukcje należałoby zwrócić baczniejszą uwagę. Mogą w grę wchodzić też takie konstrukcje, których żelbetowy pomost tak będzie połączony z belkami głównymi, że można będzie je liczyć jako belki złożone, (podobne do żelbetowych) o pasie ściskany betonowym, a żebrach żelaznych. Most tego typu, jaki projektowałem przed kilku laty dla miasta Równego nie dał jednak spodziewanych oszczędności.

Pomijam w tem zestawieniu mosty kratowe i porównanie ich z mostami o ściankach pełnych. Niejednokrotnie dadzą się one zastosować i dla małych rozpiętości, tembardziej w konstrukcjach spawanych. Jednakowoż mają one ten sam charakter statyczny, co blachownice, a granica zastosowania jednych i drugich uzależniona jest w pierwszym rzędzie od wzajemnego ustosunkowania się cen materiału i cen robocizny.

Natomiast należy zwrócić uwagę na mosty łukowe i mosty wiszące. Zazwyczaj nie są stosowane one dla rozpiętości mniejszych, niemniej wprowadzenie ich może się w wybitnym stopniu przyczynić do wprowadzenia mostów stalowych na nieco mniej niż średnie rozpiętości. Mosty łukowe będą aktualne przede wszystkim w terenach górskich, tam, gdzie grunt budowlany nadaje się na przyjęcie ciśnienia poziomego. Dziś buduje się u nas prawie wyłącznie łuki betonowe lub żelbetowe z kosztownymi rusztowaniami. Łuki stalowe, obetonowane lub nie, rusztowań tych wogóle nie potrzebują, a konstrukcja ich daje się rozwiązać wogóle bardzo prosto. Przy małych rozpiętościach mogą to być poprostu dźwigiary walcowane wbetonowane w fundament. I tu zuów należy podkreślić niezmierne korzyści, jakie przy budowie mostów tego typu przynosi spawanie, neglizujące małe niedokładności montażowe. Również łuki górne ze ściągiem (o pomoście zawieszonym dołem) mogą dać czasem bardzo korzystne rezultaty. Projektu-

jąc niedawno temu kładkę stalową dla rozpiętości $l = 2 \times 22$ m, uzyskałem przy tym systemie oszczędność bardzo znaczną. Projektowane uprzednio konstrukcje nitowane o belkach kratowych równoległych wolno podpartych miały ważyć 30 ton, podczas, gdy dla wspomnianego łukowego ustroju uzyskałem (przy zastosowaniu spawania) około 15 ton, a więc około 50% oszczędności na wadze.

Dla rozpiętości nieco większych, wskazane jest zwrócenie uwagi na konstrukcje wiszące. One pozwalają na łatwe i szybkie wykonanie mostu, a zarazem na osiągnięcie znacznej nieraz ekonomji. W roku 1932 wykonałem projekt mostu III kl. w Prociśnie w alternatywie mostu wiszącego jako kontrprojekt mostu drewnianego, na filarach betonowych, jaki był tam przewidywany. Projekt mostu wiszącego przewidywał jedno przęsło 50 m na miejsce 3 przęseł drewnianych po około 16 m i przy nieco zmniejszonej szerokości dawał oszczędności około 15% w stosunku do mostu drewnianego w razie zastosowania kraty usztywniającej z drzewa, a nieco mniej w razie takiejże kraty stalowej spawanej. Z tego przykładu (niestety ostatecznie żadnego mostu nie wykonano z powodu braku środków) można wywnioskować, że niejednokrotnie racjonalne zaprojektowanie konstrukcji stalowej może być tańsze już nawet nie od żelbetowej, ale nawet od drewnianej.

Do wprowadzenia jakiejś konstrukcji mostowej w życie na większą skalę (a tylko o tem można mówić przy mostach o niewielkich rozpiętościach) potrzeba właśnie unormowania ich. Mostów małych nie można projektować każdego dla siebie, muszą one być znormalizowane. Zadanie to powinny spełnić te instytucje, którym zależy na wprowadzeniu w życie pewnych konstrukcyj. Mosty żelbetowe są już dziś ujęte w typy w poszczególnych krajach, także w Polsce, mosty stalowe przeważnie nie, jeżeli zaś chodzi o mosty spawane, t. j. dzisiaj najważniejsze, to tu do zrobienia jest wszystko, bo niema nic.

Konkludując, widzę następujące drogi rozwoju mostów stalowych o małych rozpiętościach: wprowadzenie spawania na jaknajszerszą skalę, reformę przepisów, a zwłaszcza naprężeń dopuszczalnych, wprowadzenie systemów konstrukcji, dających ekonomję, opracowanie typów tych mostów.

INŻ. L. TYLBOR.

DŹWIGARY STALOWE W ZASTOSOWANIU DO BUDOWY MOSTÓW DROGOWYCH.

W „Wiadomościach Drogowych” Nr. 88, 93 i 99 opublikowane zostały ciekawe artykuły, dotyczące konstrukcyj mostowych, wykonanych z betonu z wkładkami sztywnymi.

W artykułach tych poruszona została z całą słusnością sprawa zużytkowania istniejących w małych mostach drogowych dźwigarów stalowych przez ich obetonowanie, przyczem podane zostały tabelki orientacyjne dla wymiarów i rozstawu dźwigarów przy rozpiętościach od 2 do 6 m.

Na podstawie szeregu doświadczeń, wykonanych z dźwigarami obetonowanymi, dochodzimy do konkluzji, że tego rodzaju konstrukcje posiadają cenne walory tak pod względem ekonomji, jak prostoty wykonania.

Stosowanie przy budowie przepustów i mniejszych mostów drogowych dźwigarów stalowych obetonowanych zasługuje ze względu na prostotę i szybkość wykonania na specjalną uwagę.

Jest to tem bardziej zrozumiałe gdy się zważy, że obiektów takich posiadamy na naszych drogach najwięcej i to przeważnie drewnianych, a zatem w ogólnej dążności do utrwalenia naszych nawierzchni i związanej z tem konieczności zamiany na stałe istniejących przepustów i mostów prowizorycznych, przebudowa tego rodzaju obiektów drogowych nabiera znaczenia pierwszorzędnej wagi.

Nawet w tych wypadkach, gdy przebudowa nawierzchni nie jest przewidziana, daje się odczuwać na powiatach silna tendencja do przebudowy na stałe przepustów i mostów prowizorycznych, które wymagają stałego nadzoru i konserwacji, a z uwagi na swe nieduże rozpiętości mogą być przebudowane na stałe względnie niewielkimi środkami.

Z powyższych względów ułatwienie pracy inżynierom powiatowym przez stworzenie dla tego rodzaju obiektów czy to gotowych wzorów i tablic do obliczeń, czy też gotowych projektów konstrukcyjnych, posiada doniosłe znaczenie.

Istnieją wprawdzie opracowane przed kilku laty przez b.

M. R. P. typowe projekty przepustów betonowych i żelbetowych, przyczółków oraz mostów żelbetowych o rozpiętościach od 5 do 16 m i jest dziś rzeczą wprost nie do pomyślenia, aby bez wspomnianych normalij drogowych racjonalna przebudowa mogła się rozwijać.

Prostota i szybkość wykonania są to bowiem dwa momenty, które przy każdej racjonalnej przebudowie odgrywają rolę decydującą.

Wszelkie objekty drogowe o rozpiętościach od kilku do kilkunastu metrów, wymagają, o ile mają być wykonane jako żelbetowe, względnie długiego okresu czasu.

Na wykonanie rusztowań, deskowań, zbrojenia i betonowania z koniecznym okresem twardnienia betonu potrzeba — przy kilku czy kilkunastometrowej rozpiętości mostu — skromnie licząc około 2 — 3 miesięcy czasu.

Pozatem konstrukcja żelbetowa wymaga wykwalifikowanego personelu, dobrych cieśli, zbrojarzy i t. p., co często na budowie natrafia na trudności.

W wypadku zastosowania ustroju niosącego z dźwigarów stalowych czy to otulonych betonem, czy też z ułożoną na nich płytą żelazobetonową, całkowita robocizna wykonaną być może w ciągu kilku dni, okres zaś twardnienia betonu wobec nieznacznej rozpiętości płyty może być zredukowany do 2 — 3 tygodni.

O ile sytuacja wyjątkowa wymagałaby jeszcze krótszego okresu czasu, to przy zastosowaniu pokładu z dyli drewnianych cała robocizna mogłaby być uskutecznioną w ciągu 1 — 2 dni.

Sprawa typizacji i znormalizowania mostów stalowych jest rzeczą pierwszorzędną wagi dla racjonalnego rozwoju gospodarki drogowej i winna być jaknajprędzej wprowadzona w życie.

Nie należałoby jednak ograniczać się tylko do rozpiętości 5 — 6 m i dźwigarów walcowanych.

Z równem powodzeniem możnaby stosować dźwigary stalowe i przy większych rozpiętościach przesłać np. kilkunastometrowych. Dźwigary w tym wypadku nie byłyby walcowa-

nemi, lecz belkami blaszanymi, które, znormalizowane, mogłyby być wykonywane na zamówienie w wytwórniach masowo.

Dźwigary takie, dostarczone na miejsce w stanie gotowym, umożliwiłyby wykonanie ustroju niosącego mostu w czasie niewspółmiernie krótszym, niż ustroju żelazobetonowego, sama zaś praca na budowie byłaby bez porównania prostszą i łatwiejszą, co w wielu wypadkach mogłoby być wielką zachętą, jeżeli nie czynnikiem decydującym, do stosowania tego rodzaju konstrukcyj nośnych.

Przez zastosowanie konstrukcji o współdziałających z dźwigarami stalowymi płycie żelazobetonowej dałoby się osiągnąć znaczną ekonomję w ciężarze dźwigarów tak, że w ogólnych kosztach budowy wspomniane ustroje różniłyby się nieznacznie od konstrukcyj żelbetowych żebrowych.

Problem budowy mostów stalowych o małych rozpiętościach był przedmiotem obrad na tegorocznym Międzynarodowym Kongresie Zastosowań Stali w Brukseli.

W obradach tych, w których czynny i żywy udział brali członkowie przedstawiciele państw europejskich i Stanów Zjednoczonych, rozważano szczegółowo mosty o konstrukcji nośnej z belek pełnościennych.

Poruszane problemy, które dotyczyły konstrukcyjnej, gospodarczej, estetycznej i praktycznej strony zagadnienia, oświetlone zostały szczegółowo przez najwybitniejszych konstruktorów i opublikowane w Nr. 6/35 czasopisma „Ossature Métallique”.

Sprawa powyższa winnaby zainteresować również miarodajne czynniki w Polsce.

DR. INŻ. ALFONS CHMIELOWIEC.

PRZEJAZDY STALOWE NAD KOLEJĄ.

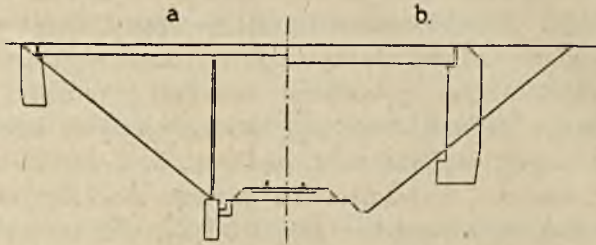
Małe mosty do 4 wzgl. 5 metrów rozpiętości nazywamy *przepustami*. Przepuszczają one zwykle wodę z rowów, przebiegających wzdłuż nasypu po jego wyższej stronie, przez nasyp na teren niższy, więc pełnią rolę odwodnienia terenu zamkniętego nasypem. Rozróżniamy przepusty kryte, gdy nasyp je zupełnie kryje t. j. przebiega nad nimi nieprzerwanie i prze-

pusty otwarte, gdy nasyp jest zupełnie przerwany, a konstrukcja przepustu od góry widoczna. Przepusty kryte są z kamienia, betonu lub żelbetu jako kanaliki rurowe, kryte płytą lub przesklepione. Przepustem otwartym przepuszczamy strumyk, którego poziom podnosi się znacznie po ulewnym deszczu, ale i wąską drogę, która potrzebuje znacznej wysokości wolnej. Przepuszczenie jednak drogi pod mostem (zwykle kolejowym) nazywamy wogóle *podjazdem* (c. podjezd., n. Unterfahrt, f. passage au dessous). W odróżnieniu od tego most drogowy nad koleją nazywa się *przejazdem* górą (n. Überfahrt, c. nadjezd, f. passage supérieur). Podjazd i przejazd górą to dwa rodzaje *skrzyżowania soubodnego* kolei z drogą,

Najczęściej jednak spotyka się *skrzyżowania w poziomie* (f. passage au niveau, a. level crossing). Są one źródłem katastrof (w Anglii ok. 140 rocznie na ok. 2000 skrzyżowań) a ze wzrostem nasilenia i szybkości ruchu na drodze stają się coraz uciążliwsze. Przymusowy postój szybkiego auta przed skrzyżowaniem tyle znaczy co nałożenie drogi kilku czy kilkunastu kilometrów. Dlatego potrzeba usunięcia skrzyżowań w poziomie i zastąpienie ich przejazdami, staje się coraz bardziej nagląca. Państwa zachodu przystępują do masowego usuwania skrzyżowań w poziomie. U nas byłoby to o tyle ułatwione, że sieć drogowa i kolejowa, zarówno interesowane w tej sprawie, są pod zarządem jednego ministerstwa. Na koszt przejazdu składają się most i rampy t, j. nasypy dojazdowe z obu stron. Koszt ramp zależy od ceny gruntu, który trzeba wykupić pod stoki nasypu (i dla założenia rezerw) i od ceny robót ziemnych. Obie ceny spadły dziś tak nisko, że chwila obecna nadaje się do rozpoczęcia robót na wielką skalę. Stąd też poniższe rozważania, zdążające do wyszukania najtańszej konstrukcji przejazdu (najtańszego typu mostu) będą zapewne na czasie.

Jeżeli kolej jest w przekopie (rys. 1) to przejazd wymaga mniejszych nasypów, skrzydła przyczółków wydatnie się zmniejszą, zaś same przyczółki wypadną drożej lub taniej zależnie od tego czy je do siebie zbliżymy (dla zmniejszenia rozpiętości) czy oddalimy (ale wtedy znów konstrukcja wierzchnia zdrożeje). Rozwiązanie najtańsze będzie zależne od głębokości przekopu i trudno tu ustawić szablon. Często jednak rama dwusłupowa z przeszłami skrajnymi opartymi na małych przyczółkach lub

belka ciągła (rys. 1 a) wypadnie taniej niż belka wolno podparta na przyczółkach (rys. 1 b).



Rys. 1.

Ważniejszym jednak dla nas, bardziej typowym, jest przypadek, gdy kolej jest w terenie albo na nasypie ok. pół metra wysokim. Ten wypadek zachodzi u nas, w kraju przeważnie nizinnym i płaskim, najczęściej. Zachodzi on zawsze wtedy, gdy kolej już istnieje a droga, która ją przecina jest w budowie i wtedy, gdy oba szlaki istnieją, a ich skrzyżowanie w poziomie chcemy zastąpić swobodnem. W obu wypadkach nie ruszamy kolei tylko drogę podnosimy i przerzucamy nad koleją. Aby otrzymać niweletę drogi nad koleją, trzeba dodać następujące wielkości:

- 1) niweletę kolei
- 2) wysokość szyny ok. 14 cm.
- 3) wysokość skrajni (dla kolei normalnotorowych 4,80 m)
- 4) wolną grę między skrajnią a spodem konstrukcji mostowej
- 5) wysokość konstrukcyjną przejazdu.

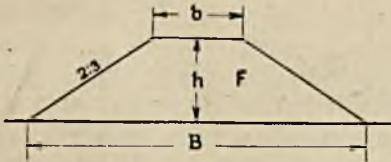
Pierwsze 3 wielkości od nas nie zależą, przyjmujemy bowiem, że kolej już jest i mamy się do niej zastosować. Wielkość gry nad skrajnią przyjmuje się zwykle 300 mm. Dla drzewa jednak z uwagi na iskry z komina parowozu, które w czasie upałów łatwo mogą wzniecić pożar, wymaga się aby spód konstrukcji był kilka metrów nad skrajnią co oczywiście wyklucza możliwość przejazdów drewnianych. Od nas zależy wybór *wysokości konstrukcyjnej*, przez którą rozumiemy różnicę niwelety mostu i spodu konstrukcji nad skrajnią. Już poprzednie wielkości, a przedewszystkiem wysokość skrajni sprawiają, że mamy tu do czynienia wogóle z nasypami wysokimi

conajmniej ok. 6 m. Zdawałoby się więc, że większa czy mniejsza wysokość konstrukcyjna wiele już nie zaważy. Zobaczmy, że tak nie jest.

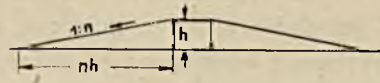
Niech będzie (rys. 2):

h wysokość nasypu

b szerokość korony nasypu



Rys. 2.



Rys. 3.

Gdy nachylenie stoków nasypu jest 2 : 3 to podstawa nasypu wynosi

$$B = b + 3 h$$

zaś przekrój

$$F = b h + \frac{3}{2} h^2$$

Jeżeli spadek niwelety jest $s = 1 : n$, to długość obu ramp dojazdowych (rys. 3)

$$L = 2 n h$$

Jeżeli wysokość niwelety wzrośnie o 1 cm, to długość nasypu zwiększy o $n \cdot 2$ cm objętość jego o

$$\Delta v = F \cdot n \cdot 2 \text{ cm}$$

zaś powierzchnia podstawy o

$$\Delta A = 6 \cdot h \cdot n \cdot \text{cm}$$

Dla $b = 6 \text{ m}$ i $s = 5\% = 0,05$, $n = 1 : 0,05 = 20$ wynikają stąd wartości poniższe zależnie od h :

$$E = h \left(6 + \frac{3}{2} h \right),$$

$$\Delta V = F \cdot 0,4 \text{ m}; \Delta A = h \cdot 1,2 \text{ m}.$$

h m	L m	F m ²	ΔV m ³	ΔA m ²
5	200	62,5	25,0	6,0
6	240	90,0	36,0	7,2
7	280	115,6	46,2	8,4
8	320	144,0	57,6	9,6
9	360	175,5	70,15	10,8
10	400	210,0	84,0	12,0

Im większa wysokość h tem większe wartości ΔV i ΔA . Z tabelki widać, że już przy nasypie 6-metrowym zmniejszając wysokość konstrukcyjną przejazdu tylko o 1 cm oszczędzamy 36 m³ nasypu i 7,2 m² gruntu. Zatem opłaca się nieraz wybrać konstrukcję droższą a niższą. Nie uwzględniliśmy tu długości zaokrąglenia załomu spadków przyjmując, że mieści się ona w obrębie mostu. Uwzględnienie jej zwiększa jeszcze i tak już wielkie przyrosty ΔV i ΔA . Przyjęliśmy tu również, że wykupno gruntów obejmuje tylko teren pod stoki nasypów, korona zaś nasypu schodzi się w sytuacji z koroną istniejącej drogi. Jeżeli jest inaczej to ΔA wzrośnie.

Wysokość konstrukcyjna zależy od materiału konstrukcji; najmniejszą można uzyskać w stali, która się więc wybija na czoło, a nawet staje się jedynym materiałem, gdy postawimy żądanie, aby w czasie budowy przejazdu ruch kolejowy nie doznał najmniejszego uszczerbku. Beton, żelbet i kamień wymagają rusztowań, które tylko z trudem można tak skonstruować, by nie weszły w skrajnię kolei. Jednakowoż stal należy ochraniać od działania gazów i dymu parowozowego, i wogóle od rdzy, co najlepiej da się osiągnąć przez obetonowanie.

Przez obetonowanie konstrukcji stalowej zyskujemy na kosztach konserwacji, można powiedzieć, załatwiamy się z konserwacją raz na zawsze.

Obetonowanie nie wymaga rusztowań i deski zawieszają się na dźwigarach (rys. 8).

Oddawna uwzględniano rozdzielające działanie betonu na dźwigary obetonowane. Im ich jest więcej t. j. im są gęściej ułożone, tem mniejszy moment od ciężaru ruchomego przypada na jeden dźwigar więc tem niższa jest konstrukcja. Jeżeli

natomiast pokrycie dźwigarów jest lekkie, drewniane (dylina) lub stalowe, to każdy dźwigar, choćby ich było dużo, musi być obliczony na moment, jaki sprawia tylne koło walca parowego (6 t. dla I kl.) i pewien nacisk tylnego koła, jak to jest w mostach drewnianych. Stąd wynikają duże przekroje dźwigarów, które zwykle wykonuje się jako blachownice, gdyż dźwigary walcowane są trudne w łączeniu metodą nitowania. A wiadomo, że blachownica przy tej samej wadze ma mniejszy udźwig, niż dźwigar I. Wykazały to doświadczenia wykonane w Mechanicznej Stacji Doświadczalnej Politechniki Lwowskiej i w Instytucie Badań Inżynierji w Warszawie ¹⁾.

Szczególne jednak znaczenia nabiera obetonowanie dźwigarów dzięki świetnemu postępowi rozwoju metod spawania stali. Spawanie pozwala przyczepność stali i betonu zwiększyć i współdziałanie obu materiałów zabezpieczyć w tym stopniu jak to jest w żelbecie. Wystarczy dospoić do ścianek i stopek górnych żeberka, zwoje drutów (system Alfa), wąsy z drutów, gwoździe, haki, wogóle zwiększyć szorstkość i powierzchnię przyczepną. W wyniku osiągamy dużą oszczędność na wadze dźwigarów, które mogą być o kilka numerów mniejsze. Prócz dźwigarów potrzeba już bardzo niewiele stali, gdy tymczasem w konstrukcji nieobetonowanej dużo stali pochłania stalowy pomost z zoresówek, pukłówek, blachy nieckowej i t. p. Zwykle pomost stalowy wymaga wyrównania betonem dla uproszczenia odwodniania. Toteż zamiast stalowego pomostu daje się zwykle płytę żelbetową, ale przeto zwiększa się wysokość konstrukcyjną. Dopiero przy średnich, a zwłaszcza większych rozpiętościach, ciężar pomostu żelbetowego powoduje momenty w dźwigarach, które zwiększają ich wagę. Dlatego też małe mosty mają z reguły pomost betonowy, żelbetowy a przynajmniej stalowy zabetonowany. Wystarczy przejrzeć Nr. 6 L'Ossature Métallique z b. r., poświęcony małym mostom stalowym, aby się przekonać, że w różnych krajach małe mosty stalowe mają najczęściej pomost żelbetowy.

Dla konstrukcji stalowej obetonowanej przyjmujemy naprężenie dopuszczalne 1200 kg/cm^2 jako dla mostu żelbetowego.

¹⁾ Por. Bryła — Chmielowiec: L'influence des semelles soudées sur la résistance des poutrelles. L'Ossature Métallique 1935.

ale też musimy obciążenie ruchome pomnożyć przez współczynnik dynamiczny 1,5. Dla mostu nieobetonowanego naprężenie dop. jest tylko 900 kg/cm^2 ale zato odpada ten współczynnik, co wychodzi na zmniejszenie pewności. Mimo to otrzymujemy wielką oszczędność stali przez obetonowanie. Wypadłaby ona jeszcze większa, gdybyśmy przyjęli $k = 1600$ zamiast 1200 kg/cm^2 , jak to zaleca prof. Bryła na podstawie doświadczeń Baesa.

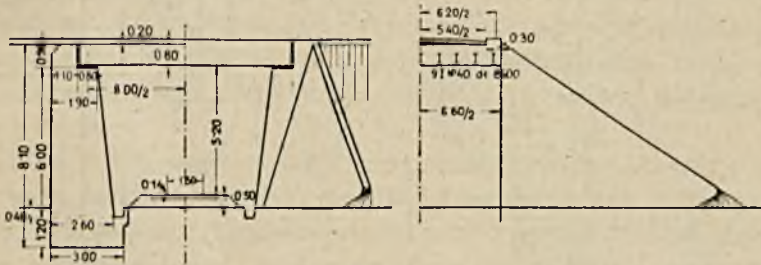
Moment w środku przęsła jest największy i maleje ku podporom. Wobec tego grubość warstwy betonu nad dźwigarami, która jest obliczona dla środka mostu może się zmniejszać ku końcowi mostu przez co wyzyskujemy zaokrąglenie załomu spadków.

Będziemy więc mieli dwie fazy konstrukcji przejazdu. W pierwszej fazie konstrukcja przejazdu jest stalowa, w drugiej żelbetowa. Konstrukcja stalowa pełni rolę rusztowania, może być bardzo lekka, gdy ciężarów ruchomych (walec parowy i tłum ludzi) które w małych mostach przeważają nad ciężarem stałym, nie dźwiga ona bezpośrednio ale wspólnie z betonem jako żelbet. Dzięki tej lekkości, da się ona łatwo zmontować bez ograniczenia ruchu kolejowego pod mostem. Musi być jednak dostatecznie sztywna z uwagi na to, że pod ciężarem własnym, i pod ciężarem deskowania i betonu wolno jej tylko część naprężenia dopuszczalnego osiągnąć. Reszta musi być w rezerwie dla całości żelbetowej pod ciężary ruchome. Wypadnie to z rachunku. Dzięki temu nasze rusztowanie będzie dość silne aby bezpieczeństwo budowy (montaż i betonowanie) było zapewnione. Coprawda wynika stąd duże ograniczenie stosowności dźwigarów obetonowanych jak belek wolno podpartych. Belka ciągle lepiej na tem wychodzi.

Konstrukcji stalowej obetonowanej chcemy użyć i dlatego, że filary skrajne, które będą zanurzone w nasypie, musimy obetonować. A zdążamy właśnie do zastąpienia kosztownych masywnych przyczółków lekkimi filarami ze stali.

Na kosztorys mostu składają się przęsła i podpory (przyczółki i filary). Przęsło składa się z jezdni, której koszt jezdniowy jest od rozpiętości niezależny i z dźwigarów których waga a więc i koszt, przypadający na 1 mb. (wzgl. m^2) rośnie z rozpiętością. Koszt podpór, a w szczególności przyczółków zależy wprawdzie od rozpiętości przęsła, ale niewiele i to tem mniej procentowo, im większa wysokość podpór. Dla wielkich

mostów wyprowadzono stąd regułę, że most wypadnie najtaniej, jeżeli filar kosztuje tyle, co dźwigary jednego przęsła. Im mniejsze są przęsła tem większy jest stosunek kosztu podpór do kosztu przęsła. W małych mostach koszt przyczółków jest znacznie większy niż przęsła na co zwrócił uwagę inż. dr. Wasiutyński (Cement 1932 Nr. 10 — 12), a w kosztorysie przejazdu przewaga przyczółków nad przęsłem jest przytłaczająca,



Rys. 4.

Przyczółek ma dwa zadania: 1) przenieść reakcję łożysk na grunt, 2) stawić opór parciu sypkiej ziemi, obciążonej wałem parowym. Dla przejazdu to drugie zadanie wybija się na pierwszy plan spowodu wielkiej wysokości nasypu. Ono określa rozmiary przyczółka i jego skrzydeł, które muszą sięgać aż do głębokości zamarzania. Reakcja przęsła nie gra tu prawie roli, owszem działa nawet korzystnie, o ile przednia ściana przyczółka posiada pochylenie względnie odsadzki (rys. 4), czego zresztą wymaga linja ciśnienia. Jednak pochylenie to zwiększa rozpiętość mostu a więc i koszt przęsła.

Aby uniknąć nieproporcjonalnie drogich przyczółków proponuje:

1) zastąpić je wąskimi filarami stalowymi nakształt jarzm drewnianych

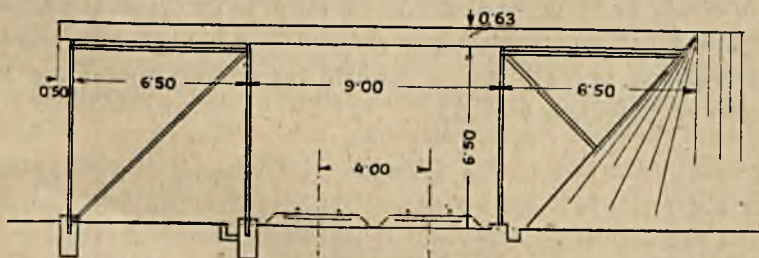
2) konstrukcję wierzchnią (przęsło) przedłużyć na zewnątrz poza te jarzma i

3) oprzeć jej końce na jarzmach skrajnych, zanurzonych w nasypie (rys. 5). W ten sposób powstanie belka ciągła. Zamiast jednego przyczółka mamy skrajne przęsło i dwa jarzma złączone w 1 przestrzenny filar. Filar ten przenosi tylko reakcje pionowe przęsła, jest więc lekki. Światło skrajne musi

dotatkowe naprężenia, które są proporcjonalne do wysokości belki. Otóż na szczęście w systemie przez nas obranym wysokość dźwigarów jest bardzo mała: Dla mostu I kl. nad 1-nym torem otrzymaliśmy $w = 28 \text{ cm} = \frac{1}{20}$ skrajnej, zaś $\frac{1}{25}$ część środkowej rozpiętości (7 m). Tak niskie dźwigary poddadzą się własnym ciężarem małym nierównościami bez wielkich naprężeń. Należytej sztywności nabiera konstrukcja dopiero po stężeniu betonu. Natomiast osadzanie się powolne fundamentów jest bardzo nieznaczne z powodu dość wielkiej podstawy fundamentu i jego sztywności. Ewentualnie można go oprzeć na palach.

W belce ciągłej zwykle 1 tona stali więcej kosztuje niż w belce wolno podpartej; większe stosunkowo siły poprzeczne więc większy koszt spawania żeberek, zwojów, wąsów, gwoździ. Ponieważ jednak w naszym wypadku całkowita waga stali jest większa niż w belce wolno podpartej na przyczółkach, więc wykonanie 4 jarzm stalowych prawie identycznych będzie tańsze jednostkowo.

W przejeździe nad 2-ma torami rozpiętość belki wolno podpartej musiałaby się zwiększyć o 4 m, więc zamiast 8 będzie 12 m. W naszym typie wystarczy zwiększyć rozpiętość środkową o 2 m, przerzucając rowy do przeseł skrajnych, które zatem zwiększą się, każde o 1 m. Dzięki temu uzyskamy ekonomiczniejszy podział belki ciągłej (rys. 6). na rozpiętości $6,5 + 9,0 + 6,5 \text{ m}$.



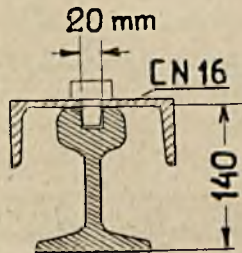
Rys. 6.

Belka ciągła jest szczególnie korzystna z uwagi na moment dodatni od ciężaru stałego. Moment ten jest kilka razy mniejszy niż w belce wolno podpartej. Ponieważ ciężar płyty muszą przenieść dźwigary bez współdziałania betonu więc zmniejsz-

szenie to jest nader cenne. 1 tm. od ciężaru stałego daje 2—4 razy większe naprężenie niż 1 tm od ciężaru ruchomego.

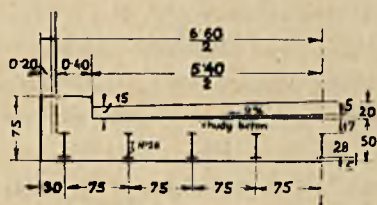
Z uwagi na moment ujemny możnaby nad podporami środkowymi pogrubić warstwę betonu pod dźwigarami, czyli zastosować skosy. Ale przez to betonowanie byłoby utrudnione, a oparcie przęsła na oczepach jarzm skomplikowałoby się bardzo. Toteż zamiast skosów lepiej dospoić do stopek górnych nakładki i druty odgięte (kabłąki). Nakładki zwiększają moment bezwładności przekroju dźwigara i podnoszą jego środek ciężkości wskutek tego wydatnie zmniejszają ciągnięcie na górnej stopce zarówno od ciężaru własnego jak i ruchomego. Druty odgięte pracują tylko pod ciężarem ruchomym na rozciąganie wskutek momentu zginającego i na ścinanie względnie rozciąganie wskutek siły poprzecznej. Pełnią więc rolę armatury na przyczepność. Moment ujemny maleje bardzo prędko z odległością na obie strony od matematycznego punktu podparcia, nakładki więc mogą być krótkie, $\frac{1}{12,5} (l_1 + l_2)$ i wynoszą ok. 2% wagi dźwigarów.

Przęsło oprzemy na oczepach jarzm w sposób kołyskowo przesuwowo: na główce szyny może się ono kołysać, a zarazem przesuwać gładką powierzchnią ścianki korytka (ceownika) przyspojone grzbietem do spodu dźwigarów I. Wystające ku dołowi stopki korytka odgraniczają beton warstwy ochronnej od konstrukcji łożyska (rys. 10). Łożysko stałe tem się różni od ruchomych, że w główce szyny jest wydrążone gniazdo stożkowe, w które wchodzi czop węższy o 1 — 2 mm od gniazda, przewleczony przez otwór w ściance ceownika i opierający się na niej nagłówkiem (rys. 7).

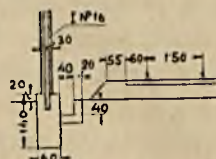


Rys. 7.

Montaż przejazdu naszego da się uskutecznić w następujący sposób: najpierw wykonamy filar na blokach fundamentowych (ewentualnie opartych na palach). Jarzmo z dźwigarów I NP połączonych u góry szyną niby oczepem stężamy zastrzałem. Co dwa jarzma łączymy w płaszczyźnie oczepów rozpórkami i przekątnią tak iż po każdej stronie toru powstaje przestrzenny filar stalowy sztywny we wszystkich kierunkach. Następnie na filarach układamy dźwigary stalowe. Pomiedzy dźwigary a szyny wsuwamy ceowniki podporowe i przyspajamy je do dźwigarów. W tym momencie istnieje cała konstrukcja w swej pierwszej fazie—stalowej. Teraz następuje deskowanie, dospojenie armatury na przyczepność i betonowanie słupów i przęsła. Jeżeli długich dźwigarów niema, to trzeba je sztukować, przyczem należy się starać, żeby styki się mijaly. Skrajne dźwigary, jako mniej narażone na obciążenie ruchome, można zetknąć w środku przęsła środkowego. Obie połowy przyszłego dźwigara nasuwamy każdą na inny filar i przysuwamy do środka aż się zetkną; oparte każda na dwu podporach w odstępnie l_1 mogą bezpiecznie wystawać ku środkowi na połowę rozpiętości środkowego przęsła t. j. na $\frac{1}{2} < l_1$, poczem je zespajamy. Inne dźwigary zetkniemy w innych miejscach. Podnoszenie i nasuwanie pojedynczych kawałków lżejszych jest oczywiście łatwiejsze, niż dźwigarów długich, których nie trzeba spajać. Styki czołowe, wzmacniamy nakładkami przyspojonemi do stopek z uwagi na momenty w miejscu stykowym i ew. przykładkami z obu stron ścianki z uwagi na siły poprzeczne od ciężaru stęłego. Styk powiększa chropowatość powierzchni a więc zwiększa przyczepność. Wogóle zastosowanie spawania daje tu ogromne uproszczenia. Po stężeniu betonu można rozpórki i przekątnie w płaszczyźnie oczepów odjąć (palnikiem acetylenowym), aby zwiększyć widzialność pod mostem i zaoszczędzić nieco materiału. W razie gdyby nasilenie ruchu kolejowego było tak wielkie, iż trudno byłoby znaleźć odpowiednią przerwę między pociągami, to można wyzyskać ciągłość dźwigarów i nasuwać je na filary wzdłuż osi mostu poczynając od skrajnych podpór, jak to się praktykuje zwykle przy montażu przeseł ciągłych.



Rys. 8.



Rys. 9.

Dla ilustracji powyższych uwag porównamy dokładniej dwie alternatywy przekroczenia kolei jednotorowej normalnej mostem I klasy, a mianowicie

- 1) z przyczółkami (rys. 4)
- 2) bez przyczółków (rys. 5, 8, 9 i 10).

W obu alternatywach przyjęto odstęp dźwigarów $b = 0,75$ m, dzieląc w ten sposób odległość skrajnych dźwigarów 6 m na 8 części (rys. 8). Grubość żwirówki (balastu) średnio 0,20 m. Ciężar żwirówki na 1 mb. dźwigaru

$$gb = 0,20 \cdot 0,75 \cdot 1,9 = 0,285 \text{ t/m.}$$

Przyjmując nachylenie przednich ścian przyczółków 10 : 1 i zamieniając rowy ziemne trapezowe na prostokątne murowane (rys. 9) otrzymamy rozpiętość teoretyczną:

- dla 1 alt. 8 m
dla 2 „ 5,5 + 7,0 + 5,5

Przyjęto dla altern.	I	II
dźwigary I NP w cm =	40	28
grubość płyty h cm	80	50
„ warstwy ochronnej cm	5	5
wysokość użyteczna h_1 cm	75	45
$h' = h_1 - \frac{1}{2} w$	55	31
przekrój dźwigara F cm ²	117,7	61
$f = F : b$ cm	1,57	0,815
$2 n f = 30 f$	47,1	24,4
$h' : (30 f)$	1,169	1,27

Z równania

$$\frac{X}{2 n f} \left(\frac{X}{2 n f} + 1 \right) = \frac{h'}{2 n f}$$

wynika $X_{cm} =$ 32,6 17,9

Alternatywa	I	II
$z = h' - X$	22,4	13,1
$\frac{b x^3}{3 n} =$	57500	9650 cm ⁴
$F \cdot z^2 =$	59100	10490 „
moment bezwł. dźwigaru $I_0 =$	<u>29172</u>	<u>7576 „</u>
„ „ zespołu I =	145772	27716 „
Moment od ciężaru stałego g	$\frac{g \cdot 8^2}{8 n} = 8 g.$	2,145 g
„ od balastu $g = 0,285 M_b =$	2,280	0,612 tm
$1,5 M_p = 1,5 \cdot 30,32 \frac{75}{250}$	13,650	
$1,5 \cdot 6,20 \cdot 0,75$		<u>6,975</u>
$M_1 = M_b + 1,5 M_p$	<u>15,930</u>	<u>7,587</u>
$h_1 - x$	42,4	27,1
$\sigma_p = \frac{M_1}{I} (h_1 - x)$	464	743 kg/cm ²
ciężar 1 mb. płyty $0,75 \cdot 2,4 \cdot h$	1,44	0,9 t
moment od cięż. płyty $M_g =$	11,52	1,93 tm
$W_o = 2 I_o : w$	1490	541
$\sigma_g = M_g : W_o$	774	357
$\sigma_z = \sigma_g + \sigma_p$	1238	1100 kg/cm ²

Napężenie dopuszczalne $k = 1200$, zatem grubość płyty możnaby w alt. II nawet nieco zmniejszyć, w alt. I zaś należałoby zwiększyć

$$\sigma_b = \frac{M_1}{I} \frac{X}{n} = \quad 23,8 \quad 32,7$$

W belce ciągłej (alt. II) oprócz momentu w środku mostu M_7 należy jeszcze rozpatrzyć moment dodatni w odległości $0,4 l_1 = 0,4 \cdot 5,5$ od skrajnej podpory $M_{5,5}$ i moment ujemny nad podporą środkową M' . Dla pasa 1 m szerokiego mamy

$$M_7 = 6,2 \text{ tm} + 2,145 \text{ g}$$

$$M_{5,5} = 5,833 + 2,044 \text{ g}$$

$$M' = -5,25 - 3,98 \text{ g}$$

ponieważ moment $M_{5,5}$ jest mniejszy od M_7 , więc trzeba jeszcze tylko zbadać napężenie nad podporą.

Zamiast skosów jakie się stosuje zwykle w belce ciągłej, a któreby tu były kłopotliwe (wysokość skosu byłaby potrzebna 15 cm), wzmocnimy dźwigar przez dospojenie do górnych stopek nakładki

$$F_1 = \frac{1}{5} F_0 = \frac{61}{5} = 12,2 \text{ cm}^2$$

$$F_0 = \frac{61,0 \text{ cm}^2}{73,2}$$

$$F = F_0 + F_1 = \frac{61,0 \text{ cm}^2}{73,2}$$

Wskutek tego środek ciężkości dźwigara się podniesia na odległość od górnej krawędzi

$$e = \frac{w}{2} \cdot \frac{F_0}{F} = 14 \cdot \frac{61}{73,2} = 11,7 \text{ cm}$$

zaś moment bezwładności wzrośnie o

$$I_1 = \frac{w^3}{4} \cdot \frac{F_0 F_1}{F} = 14^3 \cdot \frac{61 \cdot 12,2}{73,2} = 1997 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \frac{7576 \text{ „}}{I = 9573 \text{ cm}^2}$$

Prócz nakładek damy druty blisko górnej krawędzi płyty w odległości $c = 15 \text{ cm}$ od górnej krawędzi dźwigarów (rys. 10). Druty te wygięte w łuk o strzałce c i przyspojone końcami do stopek będą zarazem zwiększać siłę przyczepności betonu do dźwigarów i w tym celu winny być względem siebie nieco przesunięte. Przekrój drutów $6 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ mm}$.

$$F_2 = 6,8 \text{ cm}^2$$

Nazwiemy

$$r = e + c$$

Odległość od krawędzi ściskanej (dolnej, która się tu schodzi z dolną krawędzią dźwigara)

1) krawędzi ciągnionej dźwigara h_1

2) drutów $h_2 = h_1 + c$

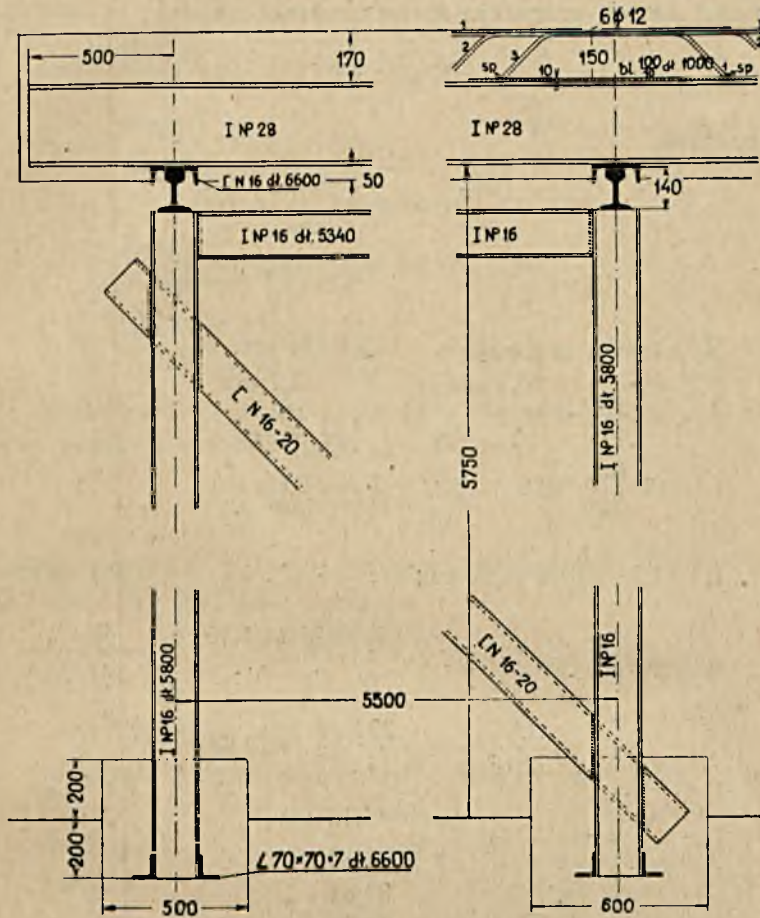
3) środka ciężkości dźwigara wzmocnionego $h' = h_1 - e$

Z równania momentów statycznych

$$\frac{1}{2} bx^2 = n [F_2 + F_2 (z + r)]$$

z uwagi na

$$z = h' - x$$



Rys. 10.

po podstawieniu

$$f = n \cdot \frac{F + F_2}{b}, \quad f_2 = n \cdot \frac{F_2}{b}$$

$$A = 2 (h' f + f_2 r)$$

otrzymamy

$$x^2 + 2 f x = A$$

albo (dla celów suwaka)

$$\frac{x}{2 f} \left(\frac{x}{2 f} + 1 \right) = \frac{A}{(2 f)^2}$$

Moment bezwł. przekroju sprowadzonego na stal

$$I = \frac{b x^3}{3 n} + F z^2 + F_2 (z + n)^2 + I_y$$

Naprężenie

$$\sigma_g = \frac{M_g}{I_g} e, \quad \sigma_p = \frac{M_1}{I_n} (e + z)$$

$$\sigma_b = \frac{M_1}{n I} \quad \sigma_z = \frac{M_1}{I} (r + z)$$

W naszym przypadku

$h = 28 \text{ cm,}$	
$h' = h - e = 16,3 \text{ cm}$	$F = 73,2 \text{ cm}^2$
$r = e + c = 26,7 \text{ „}$	$F_2 = 6,8 \text{ „}$

$$f = 15 \frac{80}{75} = 16 \text{ „ } F + F_2 = 80,0 \text{ cm}^2$$

$$f_z = 15 \frac{6,8}{75} = 1,36 \text{ cm; } h'f = 16,3 \cdot 16 = 261 \text{ cm}^2$$

$$r f_2 = 26,7 \cdot 1,36 = \frac{36 \text{ „}}{297 \text{ cm}^2}$$

A : 2

$$\frac{A}{(2 f)^2} = \frac{297 \cdot 2}{32 \cdot 32} = 0,581$$

$$x = 13,18 \text{ cm}$$

$$z = h' - x = 3,12 \text{ „}$$

$$z + r = 29,82 \text{ „}$$

$$z + e = 14,82 \text{ „}$$

$$\frac{75 \cdot 13,18^3}{3,15} = 3820 \text{ cm}^4$$

$$73,2 \cdot 3,12^2 = 713 \text{ „}$$

$$6,8 \cdot 29,82^2 = 6060 \text{ „}$$

$$I_g = 9573 \text{ „}$$

$$I = 20166 \text{ cm}^4$$

Momenty

$$M_g = 3,98 \cdot 0,75 \cdot 0,50 \cdot 2,4 = 3,6 \text{ tm}$$

$$M_b = 3,98 \cdot 0,285 = 1,14 \text{ „}$$

$$1,5 M_p = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 5,25 = 5,90 \text{ „}$$

$$M_1 = M_b + 1,5 M_p = 7,04 \text{ „}$$

Naprężenia

$$\sigma_g = \frac{360000}{9573} \cdot 11,7 = 440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = \frac{704000}{20166} \cdot 14,82 = 518$$

$$\sigma_g + \sigma_p = \underline{\quad\quad\quad} 958 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{704000}{20166} \cdot 29,82 = 1042 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{704000}{20166} \cdot \frac{13,18}{15} = 30,7$$

Wobec niewyzyskania naprężeń dopuszczalnych zmniejszamy przekrój nakładki (por. rys. 10) na

$$F_1 = 10 \text{ cm}^2 = bl \frac{100}{10} = \frac{1}{6} F_0.$$

Długość nakładki = 1,0 m, długość dźwigarów $2 \cdot 5,5 + 7 + 2 \cdot 0,5 = 19$. Nakładki stanowią

$$\frac{2}{19} \cdot \frac{1}{6} = 1,75\% \text{ wagi dźwigarów.}$$

Przyczółki (rys. 4).

Przekrój: murek żwirowy	$1,10 \cdot 0,90 = 0,99 \text{ m}^2$
trzon	$6,00 \cdot 2,25 = 13,50 \text{ "}$
fundament	$1,20 \cdot 3,00 = \underline{3,60 \text{ "}}$
przekrój	$18,09 \text{ "}$

Długość przyczółków 6,60, objętość $2 \cdot 6,60 \cdot 18,09 = 238 \text{ m}^3$. Skrzydła równoległe, wysokość 7,5 m, szerokość u podstawy $7,5 : 3 = 2,5$, szerokość korony 0,5, przekrój $\frac{1}{2} (2,5 + 0,5) \cdot 7,5 = 11,25 \text{ m}^2$, długość skrzydła 5,50, objętość $4 \cdot 5,50 \cdot 11,25 = 248 \text{ m}^3$.

Dla skrzydeł ukośnych przyjmiemy 2 razy mniej t. j. 124 m^3 . Objętość przyczółków wraz ze skrzydłami $238 + 124 = 362 \text{ m}^3$.

Filary (rys. 10).

Odstęp słupów 1,5 m (co drugi dźwigar). Reakcja belki ciągłej od ciężaru stałego $R_g = g \cdot 6,975$

$$\text{beton } g = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ t/m}$$

$$R_g = 1,8 \cdot 0,975 = 12,6 \text{ t}$$

$$\text{Ciężar słupa} = 0,2 \cdot 0,3 \cdot 6 = 3,6 \text{ t}$$

$$\underline{16,2 \text{ t}}$$

$$I \text{ N } 16 \text{ F} = 22,8 \text{ cm}^2, \sigma_g = \frac{16200}{22,8} = 710 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{żwir } g = 0,2 \cdot 1,5 \cdot 1,9 = 0,57 \text{ t/m}$$

Reakcja od ciężaru ruchomego na pas 1 m szeroki = 9 t.

$$1,5 R_p = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 9,0 = 20,2 \text{ t}$$

$$\text{żwir } 0,570 \cdot 6,975 = 4,0 \text{ t}$$

$$\underline{24,2 \text{ t}}$$

$$\text{Przekrój idealny } A_z = 20 \cdot 30 + 14 \cdot 22,8 = 600 + 320 = 920 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p = 15 \cdot \frac{24200}{920} = 394 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g + \sigma_p = 710 + 394 = 1104 \text{ kg/cm}.$$

Ciśnienie na grunt.

$$\begin{aligned} \text{Podstawa fundamentu } & 0,60 \cdot 6,6 = \\ = 3,96, \text{ objętość fundamentu } & 3,96 \cdot 1,4 = \\ = 5,55 \text{ m}^3, \text{ Ciężar fundamentu } & 5,55 \cdot 2,2 = 12,2 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{żwir i beton przęśła i słupów} & \\ (16,2 + 4,0) \cdot 5 & = 10,1 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\text{ciężar ruchomy } 9 \cdot 5,4 = 48,6 \text{ t}$$

$$R = \underline{70,9 \text{ t}}$$

Ciśnienie na grunt

$$\sigma = \frac{70900}{39600} = 1,79 \text{ kg/cm}^2$$

Reakcja skrajna jest dużo mniejsza od środkowej, więc fundament skrajny jest 0,5 m szeroki.

Zestawienie materiału.
Alternatywa II.

pozycja		m	kg/m	kg.	szt.	kg.	kg.
	<i>Stal</i> (por. rys. 10)						
1	dźwigary I NP 28 w prześle . . .	19	47,9	910	9	8190	
2	nakładki 100 . 10 nad podporami .	1,0	7,85	7,85	18	141	
3	druty ϕ 12 mm, 6 nad każdą nakładką	1,25	0,89	1,11	108	120	
4	armatura na przyczepność 5% z poz. 1					410	
5	ceownik podporowy Nr. 16	6,5	12	78	4	312	9173
	<i>Filary.</i>						
6	dźwigary I N 16	5,80	17,9	104	20	2080	
7	rozpórka I N 16	5,5	17,9	98,5	4	394	
8	przekątnia w płaszczyźnie poziomej rozpórek 100.100.11						prowizoryczne
		8,5	16,5	140,5	2	281	
9	krzyżulec Nr. 20	8,5	18,0	153	4	612	
10	zastrzał ∇ 70 . 70 . 7	8,5	7,8	60,4	8	491	
11	podstawa ∇ 70 . 70 . 7	6,5	7,8	50,6	8	405	
12	szyna jako oczep	6,5	35	227	4	908	5171
13	poręcze	19	15	285	2	570	
14	krawężnik 70 . 70 . 7	19	7,8	148	2	296	866
						15210	15210

Beton.

płyta 0,5 . 6,6 . 19,2 = 63,5 m³
 krawężniki 0,25 . 1,2 . 19,2 = 5,76 "
 słupy 20 . 0,3 . 0,2 . 6 = 7,2 "
76,46 m³
 fundament 2 . (0,5 + 0,6) 6,6 . 1,4 = 20,35 "
 Bruk na stożkach i skarpach pod mostem
 (6,6 + 6,0) . 6,0 . $\sqrt{2}$. 2 = 200 m²

Alternatywa I.

Stal.

	m	kg/m	kg.	szt.	kg.
Dźwigary I N 40	8,50	92,5	787	9	7083
+5% na przyczepność					354
poręcze i krawężniki	17	22,8			392
					<u>7829</u>

Beton.

plyta	$0,8 \cdot 6,6 \cdot 8,6 = 45,5$	m^3
krawężnik	$0,25 \cdot 1,2 \cdot 8,6 = 2,6$	48,1
przyczółki i skrzydła		362

Nasyp jest dłuższy niż w alt. I z powodu większej o 30 cm wysokości konstr.

	$0,3 \cdot 40 = 12$ m
z powodu skrócenia mostu o	$\frac{10}{22}$ m

Przekrój nasypu 6 m wysokiego $90 m^2$ przyrost kubatury ziemi $22 \cdot 90 = 1980 m^3$.

Zestawienie kosztów obu alternatyw.

materiał	alternatywa					
	I z przyczółkami			II bez przyczółków		
	cena zł					
	1 t lub 1 m ³	t lub m ³	zł	t lub m ³	zł	
stal	360	7,829	2820	15210	5475	
beton a	{	44	48,1	2120	76,46	3360
		30	362	10860	20,35	590
	alternatywa I			9425		
	" II			9825		
	różnica			5975		
nasyp 1980 a 1,5 zł/m ³ =				2970		
				8945		

W danym wypadku przejazd bez przyczółków daje oszczędność 5975 zł na konstrukcji i 1980 m³ na kubaturze nasypu, razem 8945 zł, t. j. prawie tyle, ile kosztuje most bez przyczółków. W porównaniu zaś z mostem z przyczółkami nasz most daje oszczędność

$$\frac{8945}{15800} \cdot 100 = 57\%$$

INŻ. BOLESŁAW ORCZYKOWSKI.

MOSTY A WOJNA.

Tematem niniejszego artykułu nie będą rozważania ściśle fachowe odnoszące się do szczegółów rozwiązań konstrukcyjnych lub teoretycznych mostów na drogach komunikacyjnych — chcę natomiast poruszyć inną sprawę bardzo ważną w tej dziedzinie, a nie omawianą jeszcze w kołach fachowych — jest to sprawa obrony kraju i przystosowania wszystkiego, a szczególnie budowli do ułatwienia względnie współdziałania w obronie.

Sprawa mostów jest tu o wiele ważniejszą z uwagi na to, że drogi komunikacyjne a wraz z nimi i mosty w okresie wojny będą służyć bezpośrednio do obrony kraju — będą to zatem „środki” do walki na równi z innymi środkami stojącymi do dyspozycji wojsk walczących. Jest to zresztą zupełnie zrozumiałe, jeżeli zważymy, że nie dość będzie dowieść armję na miejsce walki — lecz trzeba tej armji codziennie dowozić żywność i środki do walki, a w chwilach decydujących o zwycięstwie doprowadzić także i rezerwy wojsk wzięte często z innych odcinków frontu — a wiadomo, że najmniejsze spóźnienie w takich przypadkach może spowodować nieobliczalne straty.

Porównanie mostów z innymi budowlami choćby i kosztowniejszemi jest w tej dziedzinie niemożliwe — bo wojna grozi tylko tym budowlom, które są ważne dla obrony kraju, a więc wszystkie składy i wytwórnie środków do walki i do wyposażenia wojsk oraz koszary wojskowe jako zbiorniki rezerw żywej siły armji — a te zazwyczaj leżą w jakichś większych ośrodkach czy miastach i w czasie wojny napewno będą miały środki do obrony przed nalotem lotnictwa niszczycielskiego — podczas gdy mosty wszystkie są ważne dla wojny, a tylko znikoma ich ilość będzie leżeć w tych ośrodkach, które będą chronione przed niszczącym działaniem nieprzyjaciela — cała zaś pozostała reszta mostów leżąca poza ośrodkami chronionymi będzie bezbronna i zdana na los szczęścia lub łaskę i niełaskę przełatujących eskadr lotniczych nieprzyjacielskich.

Że w przyszłej wojnie lotnictwo sprawi nam niespodzianki w postaci silnych desantów lotniczych na dalekich tyłach armji walczącej a nawet w środku kraju, możemy wnioskować z wyścigu konstruktorów w budowie coraz to większych ma-

szyn lotniczych — uzbrojonych już nie tylko w bomby lotnicze i karabiny maszynowe, ale i działa coraz to większego kalibru — a więc środki do walki wybitnie lądowej. — Kto wie, czy nie będzie tu podobnie jak z łodziami podwodnymi, które przed wojną światową znajdowały się jeszcze w okresie prób — a w dwa lata później były zdolne do unieruchomienia komunikacji morskiej całego świata przez jedno tylko państwo, w dodatku nie najmocniejsze na morzu — a przecież lotnictwo już dawno wyszło ze stadium prób i eksperymentów. Można również wnioskować i z tego, że we wszystkich wielkich państwach są utworzone osobne ministerstwa lotnictwa obok ministerstwa wojny i marynarki. Dowodzi to, że lotnictwo jest tam postawione na równi obok wojsk lądowych i morskich, obowiązane do współdziałania z nimi w zwalczaniu nieprzyjaciela ale też i zdolne do wykonywania samodzielnych działań wojennych.

Zrozumienie ważności ochrony mostów w okresie wojny stanie się zrozumiałe, jeżeli weźmiemy pod uwagę, że zwalczanie przeciwnika nie może być ograniczone do jednostronnego tylko wysiłku, t. j. na froncie. Dowiodła wreszcie wojna światowa, że zwalczenie, przełamanie i zniszczenie żywej siły przeciwnika na froncie jest prawie niemożliwym bez zniszczenia jego zasobów zaopatrzenia i wyczerpania środków materialnych oraz zdolności wytwórczych — lub conajmniej uniemożliwienia dowozu zaopatrzenia z kraju na front. Dowóz z kraju na front przewiduje się zasadniczo koleją — ale któż może zapewnić, że w przyszłej wojnie koleje nie ulegną zniszczeniu a przez to unieruchomieniu zaraz w pierwszych dniach? a wiemy z wojny światowej, ile czasu potrzeba na odbudowanie jednego średniego tylko mostu kolejowego — przez ten czas zaś dowóz kolejowy musi być zastąpiony dowozem samochodowym czy konnym po drogach kołowych i nie może doznać przerwy.

Widzimy przeto, że dobre drogi i całe mosty są takim samym środkiem do zwalczania nieprzyjaciela jak dobra artylerja czy lotnictwo i że nie znajdziemy tu żadnych argumentów, które mogłyby jedną z tych broni wywyższyć wobec drugiej.

Te przyczyny przemawiają za tem, ażeby w budownictwie mostowem były uwzględnione wszystkie warunki, któreby równocześnie utrudniały nieprzyjacielowi zniszczenie mostu

a zarazem własnej armji ułatwiały jaknajszybszą odbudowę w wypadku zniszczenia.

Sprawa ta obecnie jest dla nas bardzo aktualną, szczególnie w obecnym okresie rozbudowy trwałych dróg komunikacyjnych, a w związku z tem, stałych mostów — a do takich przewidywań nadaje się właśnie najlepiej okres gruntownej przebudowy drogi czy mostu — łatwiej w tym czasie wykonać budowlę tak, ażeby była przystosowaną do wymagań, jakim w okresie wojny winna odpowiadać, aniżeli w czasie wojny dopiero dostosowywać te wymagania do istniejącej już budowli — jest to tembardziej wskazane, że w okresie wojny siły robocze będą pewnie bardziej potrzebne na innych miejscach pracy i dla innych celów, może ważniejszych.

W celu rozpoznania tych warunków, jakim most winien odpowiadać w okresie wojny, zastanówmy się nad tem, jakie działania ze strony nieprzyjaciela podjęte bezpośrednio w celu zniszczenia mostu, czy też robione w związku z innymi wyższymi celami stanowią niebezpieczeństwo dla mostu, przyczem równocześnie rozważymy odporność konstrukcji i materiału, z którego most jest wykonany wzgl. jego główne części konstrukcyjne i ewentualnie, jakie mamy możliwości uodpornienia mostu przeciw takim działaniom nieprzyjaciela, lub nawet jakie mamy możliwości całkowitej ochrony mostu przed możliwością takich działań. Rozpatrzmy zatem te okoliczności, które mogą nam dać pewne wskazówki, jak powinniśmy budować most, ażeby on odpowiadał swemu celowi, a równocześnie zadowolili wymagania związane z koniecznościami, któreby ułatwiały żołnierzowi jego zadanie w okresie wojny. Będą tu dwa zasadnicze wypadki do rozpatrzenia — na froncie i na tyłach wojsk walczących.

Na froncie. Wszyscy, którzyśmy przebyli wojnę światową, wiemy dobrze o tem, jakim zmartwieniem dla wojsk walczących jest most, a choćby nawet mały przepust, znajdujący się za ich plecami, a który znajduje się w otwartym terenie i pod obserwacją nieprzyjacielskiego artylerzysty — nietylko fura z amunicją, albo kuchnia polowa, ale nawet żaden pojedynczy piechur nie przejdzie spokojnie — nie mówiąc już o tem, że pierwszym zadaniem tego artylerzysty będzie zburzenie mostu.

Wniosek z tego taki, że most powinien być zakryty przed obserwacją naziemną — szczególnie zaś taki most, który leży w szerokiej otwartej i podmokłej dolinie a więc w takim terenie, w którym jest trudno znaleźć przejazd z ominięciem zagrożonego mostu. Zniszczenie lub nawet uszkodzenie budowli zasłoniętej przed okiem artylerzysty jest dla niego niemożliwe, chyba tylko skutkiem przypadku. A jakież wnioski wyciągnąć odnośnie doboru konstrukcji mostu, materiału, długości przęsła i t. p. warunków technicznych — a szczególnie sytuacji ogólnej mostu w terenie?

Odpowiedź tu dość trudna i wniosek nie da się ująć w ścisłe ramy instrukcji nieomyślnej — można tylko wnioskować na podstawie mniej lub więcej trafnych przewidywań, odnośnie spodziewanego nasilenia akcji wojennej w danym rejonie, a w związku z tem rodzaju artylerji lekkiej, ciężkiej czy najcięższej — jaka może być użyta na danym odcinku przypuszczalnego kierunku obstrzału no i wreszcie z odporności materiału, z którego wykonane są poszczególne części konstrukcji mostu, a w końcu także od rodzaju tej konstrukcji.

Co do odporności przeciw pociskom artylerji, to można tylko ogólnie stwierdzić, że każdy pocisk artyleryjski jest niebezpieczny i choć nprz. ogień artylerji lekkiej nie wyrządzi większych szkód w moście, o ile pocisk nie trafi bezpośrednio w istotną część konstrukcji nośnej mostu, to jednak większego skupienia ognia nawet artylerji lekkiej nie wytrzyma żaden most. Co się zaś tyczy artylerji ciężkiej i najcięższej, to jakkolwiek nie każdy pocisk artylerji ciężkiej musi skutecznie uszkodzić most, to jednak pocisk artylerji najcięższej nie musi trafić w most, ażeby go zburzyć, lecz wystarczy tylko ażeby taki pocisk zarył się w ziemię blisko filara tak, ażeby fundamenty tegoż znalazły się w promieniu działania kruszącego tego pocisku, a napewno z filara kamień na kamieniu nie zostanie.

Co do odporności materiału konstrukcyjnego, to jest ogólnie wiadomem, że najodporniejszą i najbardziej wytrzymałą na działanie pocisków artyleryjskich jest stal — materiał ten wytrzymuje najlepiej i bezpośrednio uderzenia i wstrząsy spowodowane uderzeniem pocisku i jego eksplozją na pomoście mostu, a nawet doskonale wytrzymuje skutki zburzenia i upadek mostu na dno rzeki.

Znanym jest także powszechnie sposób odbudowy mostów o konstrukcji stalowej zburzonych w czasie wojny — kiedyto starą konstrukcję choćby i uszkodzoną i przeciętą na dwie i trzy części podnosi się z dna rzeki do wysokości niwelety i prowizorycznie podpira jarzmami drewnianymi lub nawet klatkami drewnianymi i konstrukcja służy dalej swemu celowi. Jest to zatem materiał, który nawet po zniszczeniu mostu jest jeszcze prawie w 100% zdolny do dalszego użytku — bez konieczności szukania i przywozu innych materiałów na konstrukcję nośną.

Inny materiał obok stali bardzo rozpowszechniony w budownictwie mostowym t. j. żelbet nietylko niema tej wytrzymałości i odporności co stal — ale jest nawet bardzo czuły na wstrząsy i uderzenia ze względu na monolityczny charakter całej budowli wykonanej z tego materiału, jego kruchość i znikomą wytrzymałość samego betonu na rozciąganie. To też konstrukcje mostów żelbetowych uszkodzone podczas działań wojennych lub opadłe wskutek zburzenia stawały się tylko kupą bezużytecznych gruzów zawalających koryta rzek i wymagających wielu kosztów, straty czasu i sił roboczych dla usunięcia ich z tamtąd, poczem dopiero możliwem jest wybudowanie mostu prowizorycznego z innego materiału.

Drzewo niema zastosowania w budowie mostów stałych. W Polsce niestety mamy bardzo dużo jeszcze mostów drewnianych na drogach głównych, stanowiących ważne arterje komunikacyjne — te są jednakże stopniowo zamieniane na mosty stałe z materiałów trwałych, a więc stal, żelbet lub kamień. Charakter prowizoryczny mostów drewnianych nie wyklucza jednakże obowiązku dostosowania ich również do ogólnych zasad ochrony przed zniszczeniem przez nieprzyjaciela w czasie działań wojennych.

Co do konstrukcji mostów, to należy tu zauważyć, że bardzo duże znaczenie dla ochrony przed zniszczeniem przez padające pociski artyleryjskie i bomby lotnicze — będzie mieć położenie pomostu i jezdni względem konstrukcji nośnej mostu. Pomost bowiem możemy tu wykorzystać jako pewnego rodzaju tarczę ochronną wzgl. pancierz dla konstrukcji nośnej, zmuszając pocisk i bomby do eksplodowania na twardym i silnym pomoście bez większych uszkodzeń samej konstrukcji nośnej—

rzecz oczywista, że nie możemy marzyć o ochronie przed temi pociskami czy bombami od których kamień na kamieniu nie zostaje, ale też musimy się liczyć z tem, że takie pociski nie będą padały na byle jaki most — one będą mieć inne przeznaczenie i użytek — a natomiast zwyczajna przeciętna żwirówka będzie już zupełnie odpowiednim detonatorem dla mniejszych pocisków i bomb używanych masami na wojnie i trzeba tylko, ażeby taki pomost nie leżał bezpośrednio na dźwigarach głównych, lecz żeby te dwie konstrukcje były oddzielone pewną przestrzenią — obojętne już czy wypełnioną lub pustą, — lecz tak dobraną, ażeby sam dźwigar główny leżał poza promieniem działania materiału wybuchowego zawartego w pocisku.

Na ewentualny zarzut, że przecież pociski artylerji płaskotorowej padają ukośnie i padając z boku mogą trafić nawet w dźwigar główny nie naruszając pomostu — odpowiem twierdząco, że rzeczywiście jest to możliwe, ale jednakże w warunkach wojennych mniej prawdopodobne z uwagi na to, że naogół przecież kierunek obstrzału będzie mniej więcej zgodny z osią podłużną mostu — a jeżeli będziemy o tem pamiętać w okresie budowy mostu, to nie wybudujemy go tak aby był narażony na obstrzał z boku.

Co do sytuacji mostu w terenie, dodam jeszcze że ważną rolę będą tu jeszcze odgrywać względy taktyczno-wojskowe — a więc taki dobór miejsca na most, ażeby w wypadku przewidywanych działań wojennych w danym rejonie sam teren ułatwiał obronę i ew. możliwość utworzenia tam podstawy wyjściowej dla dalszych działań zaczepnych własnych wojsk.

Co do samej konstrukcji mostu wypada jeszcze zauważyć, że poza jaknajlepszym ukryciem go w terenie i położeniem pomostu względem konstrukcji nośnej, równie ważną rolę odgrywać będzie w mostach wieloprzęsłowych konstrukcja z belek ciągłych — a to z tej prostej przyczyny, że belka ciągła jeżeli zostanie poważnie uszkodzona lub nawet przecięta, to przecież nie zawsze się zawali, lecz zachowa swoje pierwotne położenie i łatwo będzie wybudować prowizoryczną podporę w przekroju uszkodzonym. Przykładem niech tu będzie most na Kamienicy pod Nowym Sączem o belce ciągłej trzyprzęsłowej z pod którego jeden filar został w ubiegłym roku przez

powódz podmyty i zabrany — a most mimo to nie zawalił się i dla przywrócenia komunikacji wybudowano tylko prowizoryczną podporę w miejscu zabranego filara.

Za frontem i w kraju mosty będą zagrożone głównie tylko sabotażem i możliwością nalotów lotniczych, a prócz tego należy tu przewidywać ewentualność desantów lotniczych w głębi kraju, a w takim wypadku każdy most może ulec zniszczeniu o ile nie będzie miał na miejscu silnej ochrony wojskowej lub znajdzie się w takiej sytuacji jak most na froncie t. j. pod ostrzałem, a wtedy załoga i ew. nadbiegająca jej pomoc, odczują na własnej skórze brak u budowniczych tych przewidywań, o których wyżej wspomniałem.

Ochronę przeciwlotniczą mamy czynną i bierną, obie są w równej mierze ważne i z jednakowym wysiłkiem stosowane — czynna polega na walce własnych wojsk lotniczych i przeciwlotniczych z nadciągającymi eskadrami nieprzyjacielskimi celem zmuszenia ich do odwrotu, zaś bierna polega na takim zamaskowaniu wszystkich obiektów, które mógłby lotnik zniszczyć, ażeby mu uniemożliwić orientację i rozpoznanie celu w terenie. Sposobów maskowania jest dużo i wszystkie są bardzo kosztowne — dzielą się zaś na dwie zasadnicze grupy.

Zasłony dymowe i maskowanie sztuczne.

Pierwsze są znane ogólnie — zaś maskowanie sztuczne jest dotychczas jeszcze w stadium prób i doświadczeń, a przytem jest sztuką bardzo trudną, żmudną i kosztowną — specjalnie zaś maskowanie przeciwlotnicze jest najkosztowniejsze tak pod względem materialnym jak i zapotrzebowania pracy.

Do tych dwóch zasadniczych sposobów maskowania ja osobiście dodałbym jeszcze jeden sposób — zdaje się najtańszy — a mianowicie maskowanie naturalne, — które polegałoby na stworzeniu już w czasie budowy i stałem utrzymywaniu pewnej maski naturalnej chroniącej budowlę przed obserwacją naziemną i ewentualnie także obserwacją z powietrza.

Taka maska na wypadek wojny odda nieocenione usługi, a choćby nawet nie była doskonałą, to uzupełnienie jej będzie nietrudne i niekosztowne, a głównie nie będzie wymagało tylu sił roboczych tak bardzo potrzebnych do innych może ważniejszych celów w czasie wojny. Rzecz oczywista, że masko-

wanie takie w połączeniu z dostosowaniem wszystkich innych warunków budowli wskazanymi wymaganiami ochrony przed zniszczeniem w czasie wojny z uwzględnieniem warunków umożliwiających szybką odbudowę w wypadku zniszczenia, da nie tylko kolosalne oszczędności materialne w czasie wojny, ale będzie bardzo pomocne dla armji walczącej odciążając znacznie jej siły pozostawione na tyłach, a nawet w głębi kraju jako ochrona przeciwlotnicza i do odbudowy zniszczeń dokonanych przez lotnictwo nieprzyjacielskie. Dowódcy armji umożliwi to wreszcie większą pewność w jego kalkulacjach i przewidywaniach dotyczących bezpośrednio samej walki jak i zaopatrzenia armji.

Zważywszy zatem powyższe uwagi, myślę że przed wzięciem decyzji odnośnie budowy każdego, chociażby nawet małego, mostu na ważniejszych drogach kołowych i kolejowych winniśmy oddać głos decydujący władzom wojskowym — chociażby nawet w niektórych wypadkach ich wskazania były do pewnego stopnia niezgodne z względami gospodarczymi czy ekonomicznymi. Zainteresowanie i wymagania władz wojskowych mają tu daleko wyższe i ważniejsze cele — nie obce zresztą i nam wszystkim i w równej mierze nas obowiązujące — a które zasadniczo da się zawsze uzgodnić ze wszystkimi innymi względami.

Szczególnie zaś ważne będą dla nas wymagania władz wojskowych odnośnie:

- 1) usytuowania mostu w terenie,
- 2) materiału użytego na konstrukcję nośną,
- 3) rodzaju konstrukcji i rozpiętości przęseł,
- 4) zamaskowania i o. p. l. oraz ułatwień w szybkiej odbudowie w wypadku zniszczenia.

Wszelkie zaś inne względy muszą się nagiąć do tych wymagań w myśl zasady że *Salus Reipublicae suprema lex*.

INŻ. WŁADYSŁAW WACHNIEWSKI.

NOWY TYP MOSTU DROGOWEGO MAŁEJ ROZPIĘTOŚCI.

W numerze 6 „L'Ossature métallique” 1935 r. zamieszczona została notatka opracowana przez autora, wspólnie z kol. inż.

Tadeuszem Lipkowskim, pod tytułem: „Nouveaux modèles de ponts métalliques de faibles portées”.

Obecnie podaję nieco odmienne rozwiązanie, w którym do współpracy z konstrukcją stalową została wciągnięta płyta betonowa nawierzchni mostowej.

Opis techniczny mostu.

Rozpiętość teoretyczna mostu 15 m. Szerokość jezdni 5,4 m., chodników 1,2 m. (Rys. 12).

Celem zmniejszenia ciężaru własnego mostu, zastosowano nawierzchnię z asfaltu prasowanego grubości 5 cm. Asfalt spoczywa bezpośrednio na płycie betonowej grubości 16 cm., która jest elementem nośnym, a mianowicie tworzy ściskany pas górny podłużnych dźwigarów głównych. Odwodnienie jezdni uzyskano nadając jej spadek poprzeczny 1,5% od osi mostu ku chodnikom, a chodnikom 1% ku jezdni. Pozatem most posiada spadki podłużne 1% od środka mostu ku podporom. Izolacją wodoszczelną jest asfalt nawierzchni. Ponieważ większość warstw wodoszczelnych, stosowanych w nawierzchniach mostowych, okazuje się w praktyce nieuszczelną, co powoduje zacieki i rdzewienie nośnej konstrukcji stalowej, więc oczywiście nie można polegać na szczelności warstwy asfaltu, w której pod wpływem niszczenia, a szczególnie pod wpływem niskich temperatur, będą się tworzyć rysy i pęknięcia. Dlatego też jako druga warstwa wodoszczelna służy nośna blacha płaska grubości 8 mm., na której spoczywa płyta betonowa i asfalt. Blacha ta posiada ten sam spadek podłużny i poprzeczny co i nawierzchnia asfaltowa. W ten sposób, woda, która przesiąknie przez warstwy asfaltu i betonu, odprowadzona jest ku chodnikom i tam przez otwory w blasze ścieka do rynny podłużnej. Spadek poprzeczny uzyskany jest zapomocą umieszczenia dźwigarów głównych na różnych poziomach; spadek podłużny — przez nadanie odpowiedniego kształtu blasze pionowej dźwigarów głównych. Takie rozwiązanie daje lżejszą nawierzchnię w porównaniu do rozwiązań, w których spadek uzyskany jest przez zgrubienie nawierzchni, zapomocą tak zwanego nadbetonu, tworzącego martwy ciężar. Jak już wspomniano, nawierzchnia spoczywa na blasze płaskiej grubości 8 mm., którą rozpatrujemy jako ciekłą powłokę (membranę) rozpiętą przegubowo

między belkami poprzecznymi. Rozstaw belek poprzecznych 1,5 m. Belki poprzeczne wykonano z przepołowionego dwuteownika NP 28 przypawanego środkiem do blachy płaskiej. Belki poprzeczne są schowane całkowicie w płycie betonowej. Otrzymujemy w ten sposób zabezpieczenie belek poprzecznych od rdzewienia, co zmniejsza koszty konserwacji mostu. Obetonowanie przekroju stalowego zwiększa w znacznym stopniu jego wytrzymałość, jednakże ze względu na nieokreśloność współpracy sztywnego przekroju z betonem, oraz brak odpowiednich przepisów, okoliczności tej nie uwzględniono w obliczeniu. Do przekroju nośnego belki poprzecznej wliczono pas blachy płaskiej o szerokości 205 mm. Szerokość brano w ten sposób aby pas blachy łącznie z przypawanym przekrojem $\frac{1}{2}$ I NP 28 tworzył przekrój dwuteowy, oś obojętna którego jest w połowie wysokości przekroju. Belki poprzeczne razem z blachą płaską oparte są na podłużnych dźwigarach głównych, rozstawionych co 1,8 m.

Dźwigar główny spawany składa się ze środnika (blachy pionowej) 800×8 mm. i pasa dolnego z blachy 300×25 mm. Pasem górnym ściskany jest płyta betonowa nawierzchni grubości 16 cm.

Szerokość płyty betonowej, wliczonej do przekroju dźwigara głównego, odpowiednio do rozstawu dźwigarów głównych wynosi 1,8 m.

Należyte połączenie stalowego środnika z płytą betonową uzyskano zapomocą blachy poziomej 170×10 mm. przypawanej do środnika, która łączona jest na nity montażowe z blachą płaską. W ten sposób siła ścinająca przenosi się ze środnika zapomocą blachy poziomej 170×10 mm. i nitów na blachę płaską, a z blachy płaskiej, zapomocą belek poprzecznych (przypawanych $\frac{1}{2}$ I NP 26) i prętów $\phi 10$ mm. przypawanych do blachy, na płytę betonową.

Konstrukcja taka pozwala na wykorzystanie prawie całej wysokości ustrojowej mostu bez straty na wysokość nawierzchni mostowej (za wyjątkiem grubości warstwy asfaltu) i tem samym pozwala na zmniejszenie wysokości ustrojowej mostu, która w przytoczonym przykładzie doprowadzona została do $\sqrt{\frac{1}{14,5}}$

rozpiętości teoretycznej, zaś użyteczna wysokość konstrukcyjna dźwigara głównego do $\frac{1}{15}$ rozpiętości teoretycznej mostu.

Oczywiście nie jest to wysokość najkorzystniejsza pod względem wagi własnej dźwigara głównego. Dążenie do małej wysokości ustrojowej, ograniczone warunkiem niezbędnej sztywności (ugięcie), jest w mostach drogowych małej rozpiętości uzasadnione zmniejszeniem kosztów dojazdów i przyczółków, ponieważ mała wysokość ustrojowa pozwala, w większości wypadków, na obniżenie niwelety drogi, więc dojazdy (nasypy) wypadają krótsze i niższe, a przyczółki mniejsze.

Płyte betonową uzbrojono górą siatką jednolitą Leduchowskiego, która zabezpiecza płytę betonową od pęknięć nad belkami poprzecznymi i dźwigarami głównymi, gdzie z natury rzeźby powstają w płycie betonowej momenty ujemne, jak również od pęknięć mogących powstać od skurczu betonu lub zmian temperatury. Siatka ta pozwala również traktować płytę jako żelbet i przyjąć dopuszczalne naprężenie dla betonu stosowane w żelbecie.

Przy obliczeniu statycznym dźwigara głównego do jego przekroju wliczono pas blachy płaskiej o szerokości 300 mm., pozostałej części blachy nie uwzględniono, co zostało spowodowane obawą, że tak szeroki pas wiotkiej blachy może się łatwo wyboczyć wobec małej przyczepności blachy do betonu płyty.

Jak już zaznaczono powyżej, celem lepszego związania blachy płaskiej z płytą betonową zastosowano zbrojenie z prętów okrągłych \varnothing 10 mm., przypawanych do blachy, które mają jeszcze na celu ułatwić układanie siatki Leduchowskiego.

Stalową konstrukcję mostu zaprojektowano spawaną, o połączeniach montażowych nitowanych, w częściach dogodnych do transportu i montażu.

Elementy montażowe są następujące: 1) łożyska podporowe, 2) dźwigary główne o długości 15,6 m. i wysokości 0,835 m., 3) pionowe stężenia poprzeczne na podporach, 4) poziome pasy poprzeczne części przejazdowej o szerokości 3,0 m. i długości 7,8 m., składające się z blach obejmujących od dołu beton z przypawanymi belkami poprzecznymi jezdni i chodników i prętami okrągłymi \varnothing 10 mm., 5) siatka Leduchowskiego, 6) poręcze.

Przy tak pomyślanych elementach montażowych otrzymujemy bardzo łatwy i szybki montaż, niewymagający rusztowań, układania prętów zbrojenia i szalowania pod płytę betonową, ponieważ jako szalowanie służy nośna blacha płaska.

Zastosowanie połączeń montażowych nitowanych jest uzasadnione następującymi okolicznościami. Przedewszystkiem, jak wykazuje praktyka, spoina wykonana na budowie jest prawie trzykrotnie, a czasami i więcej, droższa od spoiny wykonanej w warsztacie. Przeważnie na budowie brak jest prądu lub prąd jest nieodpowiedni do aparatów posiadanych przez przedsiębiorcę, co powoduje konieczność dowozu i instalowania agregatów.

Spoina wykonana na budowie jest gorsza pod względem wytrzymałościowym, co spowodowane jest odmiennymi warunkami pracy na budowie, zależnością od stanu pogody, trudniejszym dostępem spawacza do wykonywanej spoiny, pracą spawacza innym prądem niż ten, do którego jest przyzwyczajony w warsztacie, utrudnioną kontrolą spawania i wreszcie brakiem na budowie tych narzędzi, które pozwalają w warsztacie uniknąć odkształceń termicznych.

Zaletą połączeń montażowych nitowanych jest jeszcze to, że ułatwiają one w znaczny sposób montaż i są szybkie w wykonaniu, co pozwala na skrócenie czasu budowy.

Całkowity ciężar konstrukcji stalowej mostu wynosi \approx 22000 kg w/g następującego zestawienia:

Część przejazdowa	11963 kg
Dźwigary główne	8174 „
Stężenia poprzeczne na podporach	99 „
Poręcze	622 „
Siatka Leduchowskiego.	540 „
Łożyska	251 „
	<hr/>
	21649 „
\approx 1,5% na spoiny i nity	351 „
	<hr/>
	Razem 22000 kg

Na 1 m. b. mostu przypada

$$\frac{22000}{15,5} = \text{kg/mb}$$

Na 1 m² mostu przypada

$$\frac{22000}{15,5 \times 7,94} = 179 \text{ kg/m}^2$$

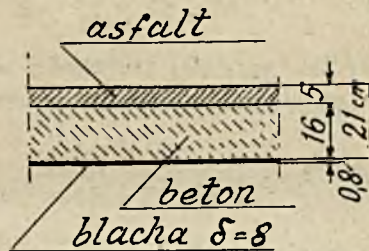
Kubatura pozostałych materiałów:

betonu	.	.	19,50 m ³
asfaltu	.	✓	5,00 „
krawężników kam.	.		0,55 „

Poniżej przytaczam krótkie obliczenie statyczne, które bardziej szczegółowo charakteryzuje pracę konstrukcji.

Obliczenie statyczne mostu drogowego o rozpiętości 15,0 m.

Nawierzchnia (Rys. 1).



Rys. 1

Ciężar własny nawierzchni:

asfalt	0,05	×	1,8	=	0,090 t/m ²
beton	0,16	×	2,2	=	0,352 „
blacha	0,008	×	7,85	=	0,063 „
Razem					0,505 t/m ²

Obliczenie blachy płaskiej.

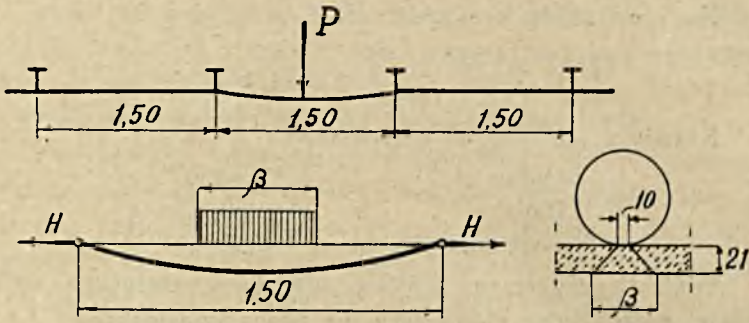
Blachę płaską obliczono jako cieką powłokę (membranę) rozpiętą przegubowo między belkami poprzecznymi. (Rys. 2) (patrz: Bleich „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken” str. 357).

Rozstaw belek poprzecznych $l = 1,50 \text{ m}$

Ciężar ruchomy:

1. tylne koło walca 6,0 t

$$\beta = 2 \times 21 + 10 = 52 \text{ cm}$$



Rys. 2

Szerokość blachy wliczona do pracy

$$B = \frac{2}{3} \times 150 + 50 = 150 \text{ cm}$$

Ponieważ przy tak przyjętej szerokości obciążenia od tylnych kół zachodzą na siebie wzajemnie, przeto szerokość blachy przyjęto:

$$B = 0,5 \times \frac{2}{3} \times 150 + 25 + 40 = 140 \text{ cm}$$

Obciążenie ruchome i stałe.

$$P = 6,0 + 1,50 \times 1,40 \times 0,505 = 7,07 \text{ t.}$$

Przekrój blachy: $F = 140 \times 0,8 = 112 \text{ cm}^2$

Rozpór:

$$H = \frac{1}{4} \sqrt[3]{\frac{4}{3 \pi} \frac{P^2 l^2}{\beta^2} \cdot \frac{E F}{1 - m^2} \cdot \text{Sin}^2 \frac{\pi \beta}{2 l}}$$

$m =$ liczba Poissona

$$m \approx 0,3$$

$$H = \frac{1}{3,14} \times \sqrt[3]{\frac{4}{3 \times 3,14} \times \frac{7,07^2 \times 150^2}{51^2} \times \frac{2150 \times 112}{0,91} \times \text{sin}^2 \frac{3,14 \times 51}{2 \times 150}} = 74,0 \text{ t.}$$

Przekrój blachy osłabiony nitami

(10 nitów ϕ 20 m/m na 1 m. blachy).

$$F_n = 1,40 \times (100 \times 0,8 - 10 \times 0,8 \times 2,0) = 89,6 \text{ cm}^2$$

naprężenie:

$$\sigma = \frac{74000}{89,6} 826 \text{ kg/cm}^2 < 875 \text{ kg/cm}^2$$

2. Przednie koło walca 8 t. daje mniejsze naprężenie, ponieważ szerokość rozkładu obciążenia jest korzystniejsza.

3. Skupiona siła $P = 4 \text{ t}$.

$$\beta = 51 \text{ cm} \quad B = \frac{2}{3} \times 150 + 10 = 110 \text{ cm}$$

$$F = 110 \times 0,8 = 88 \text{ cm}^2;$$

$$P = 4,0 + 1,10 \times 1,50 \times 0,505 = 4,83 \text{ t.}$$

$$H = \frac{1}{3,14} \times \sqrt[3]{\frac{4}{3 \times 3,14} \times \frac{4,83^2 \times 1,50^2}{51^2} \times \frac{2150 \times 88}{0,91}} \times \sin^2 \frac{3,14 \times 51}{2 \times 150} = 53,0 \text{ t.}$$

$$F_n = 1,10 \times (80 - 10 \times 0,8 \times 2,0) = 70,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{53000}{70,5} = 752 \text{ kg/cm}^2 < 875 \text{ kg/cm}^2$$

Należy sprawdzić jeszcze, czy w płycie betonowej, spoczywającej na blasze płaskiej, przy odkształceniach sprężystych elementów stalowych nie powstaną rysy lub pęknięcia. W tym celu sprawdzamy naprężenia ścinające w betonie, oraz naprężenia ścinające w betonie, oraz naprężenia rozciągające nad belkami poprzecznymi gdzie powstają momenty ujemne w płycie.

Sprawdzenie naprężeń ścinających:

1) tylne koło walca

$$Q \text{ max} = \frac{60 \times (1,50 - 0,5 \times 0,51)}{1,50} + 0,5 \times 1,07 = 5,515 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{5515}{140 \times 16} = 3,7 \text{ kg/cm}^2 < 5 \text{ kg/cm}^2$$

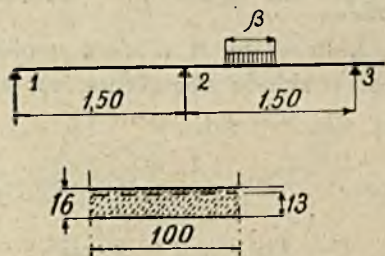
2. siła skupiona 4 t

$$Q \text{ max} = \frac{4,0 \times (1,50 - 0,5 \times 0,51)}{1,50} + 0,5 \times 0,83 = 3,735 \text{ t.}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{3735}{110 \times 16} = 3,2 \text{ kg/cm}^2 < 5 \text{ kg/cm}^2$$

Sprawdzenie naprężeń rozciągających nad belką poprzeczną.

1) tylne koło walca. (Rys. 3)



Rys. 3

$$M_1 = - (0,103 - 0,038 \mu^2) P \cdot l^*$$

$$\mu = \frac{\beta}{l} = \frac{51}{150} = 0,34$$

$$M_1 = - (0,103 - 0,038 \times 0,34^2) \times 7,07 \times 1,5 = 1,045 \text{ tm}$$

Zbrojenie górą: $h = 13 \text{ cm}$ (Rys. 3)

$$r = \frac{13}{\sqrt{\frac{104500}{140}}} = 0,475; \quad \sigma_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 0,00402$$

$$f_e = 0,00402 \times 140 \times 13 = 7,32 \text{ cm}^2$$

Na 1 m szerokości płyty

$$f_e = \frac{7,32}{1,40} = 5,23 \text{ cm}^2$$

przyjęto siatkę Leduchowskiego Nr. 13a.

$$f_e = 5,28 \text{ cm}^2$$

Przypadek skupionej siły 4,0 t. daje mniejszy moment.

Belka poprzeczna

Rozpiętość belki 1,80 m

Belka poprzeczna jest belką ciągłą na sprężystych podporach. Sprężystość podpór nie pozwala na wykorzystanie ciągłości belki, więc belkę poprzeczną obliczono przy obc. ru-

*) Bleich „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken” str. 364.

chomem jako belkę wolnopodpartą, a tylko przy obciążeniu stałym i równomiernie rozłożonym jako belkę ciągłą.

Obciążenie stałe:

$$\begin{array}{r} \text{Ciężar nawierzchni } 0,505 \times 1,50 = 0,758 \text{ t/mb} \\ \text{„ własny belki } \quad \quad \quad \quad \quad 0,042 \text{ „} \\ \hline q = 0,800 \text{ t/mb} \end{array}$$

Moment jak dla belki 5 przęsłowej w przęśle środkowym.

$$M_{st} = 0,0364 \times 0,8 \times 1,8^2 = 0,092 \text{ tm}$$

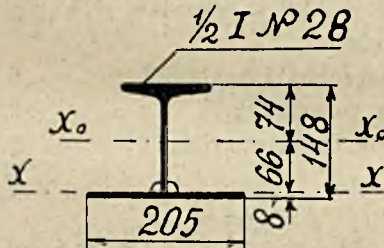
Obciążenie ruchome:

$$(P) = 0,4 \times 1,8 \times 12 = 8,65 \text{ t.}$$

$$\text{Moment } M_{ruch} = \frac{8,05 \times 1,8}{6} = 1,45 \text{ tm}$$

$$M_{max} = 1,95 + 0,092 = 2,042 \text{ tm}$$

Przekrój belki poprzecznej. (Rys. 4).



Rys. 4

Przyjęto $\frac{1}{2}$ I NP. 28 i wliczono do przekroju pas blachy płaskiej przypawanej o szerokości 205 m/m.

Szerokość obrano w ten sposób, aby oś obojętna wypadła w połowie wysokości przekroju.

$$F = 30,55 + 0,8 \times 20,5 = 46,95 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 316 - 20,5 \times 0,8 \times 0,4 = 309,45 \text{ cm}^3$$

$$Z = \frac{309,45}{46,95} = 6,6 \text{ cm}$$

$$I_x = 3795 + \frac{1}{3} \times 20,5 \times 0,8^3 = 3798 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_0} = 3798 - 46,95 \times 6,6^2 = 1754 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{1754}{7,4} = 238 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{204200}{238} = 860 \text{ kg/cm} < 875 \text{ kg/cm}^2$$

Sprawdzenie naprężeń ścinających.

$$Q = \frac{8,65}{2} \cong 4,33 \text{ t.}$$

$$S_{x_0} = 7 \times 20,5 \times 0,8 + \frac{1,01 \times 6,6^2}{2} = 136,7 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{4330 \times 136,7}{1754 \times 1,01} = 334 \text{ kg/cm}^2 < 710 \text{ kg/cm}^2$$

Dźwigar główny.

Rozpiętość $L = 15,0$ m, rozstaw dźwigarów = 1,8 m

Obciążenie stałe:

Ciężar nawierzchni	$1,8 \times 0,505 =$	0,910 t/mb
" belek poprzecz.		0,030 "
" własny belki przyjęto		0,110 "
		$q = 1,050 \text{ t/mb}$

$$M_{st} = \frac{1,05 \times 15^2}{8} = 29,6 \text{ tm}$$

$$Q_{st} = \frac{1,05 \times 15}{2} = 7,88 \text{ t.}$$

Obciążenie ruchome:

(podr. inżynierski t. II str. 758)

$$M_{ruch} = 77,2 \times 0,4 \times 1,8 = 55,6 \text{ tm}$$

$$Q_{ruch} = 23,0 \times 0,4 \times 1,8 = 16,55 \text{ t}$$

$$M_{max} = 29,6 + 55,6 = 85,2 \text{ tm}$$

$$Q_{max} = 7,88 + 16,55 = 24,43 \text{ t}$$

Przekrój dźwigara. (Rys. 5).

Elementy geometryczne przekroju żelaza:

$$F = 75 + 64 + 17 + 24,0 = 180 \text{ cm}^2$$

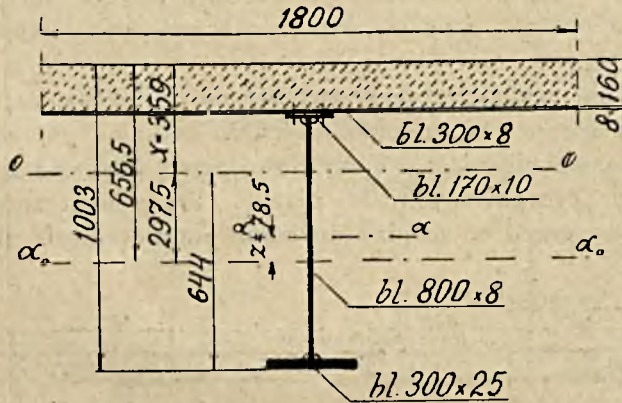
$$S_{\alpha} = 3 \times (405 + 626) - 1,7 \times 405 - 3 \times 331 = 3093 - 689 -$$

$$- 993 = 1411 \text{ cm}^3$$

$$Z = \frac{1411}{180} = 7,85 \text{ cm}$$

$$I\alpha = 2 \times 17067 + 3 \times (16400 + 26150) + 1,7 \times 16400 + 3 \times 13712 = 34150 + 127650 + 27900 + 41200 = 230900 \text{ cm}^4$$

$$I\alpha_0 = 230900 - 180 \times 7,85^2 = 230900 - 11100 = 219800 \text{ cm}^4$$



Rys. 5

Oś obojętna przekroju betonu i żelaza.

$$X = \frac{180 \times 16^2}{2} + 15 \times 180 \times 65,65$$

$$\frac{180 \times 16 + 15 \times 180}{=}$$

$$= \frac{23000 + 177000}{2880 + 2700} = \frac{200000}{5580} = 35,9 \text{ cm}$$

$$I_{ozb} = \frac{180}{3} [35,9^3 - (35,9 - 16)^3] + 15 \times [219800 + 180 \times 29,75^2] = 3250000 + 5690000 = 8940000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{8520000 \times 35,9}{8940000} = 34,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = \frac{8520000 \times 64,4 \times 15}{8940000} = 922 \text{ kg/cm}^2 < 945 \text{ kg/cm}^2$$

Moment statyczny połowy przekroju względem osi obojętnej.

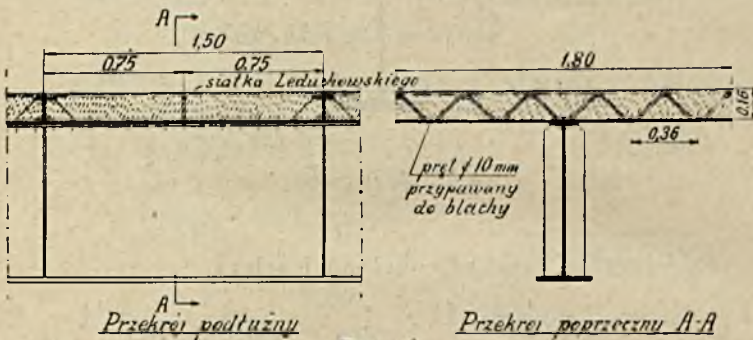
$$S_0 = 75 \times 63,15 + \frac{0,8 \times 61,9^2}{2} = 4740 + 1530 = 6270 \text{ cm}^3$$

Naprężenie ścinające na podporze osi obojętnej belki:

$$\tau = \frac{24430 \times 6270 \times 15}{8940000 \times 0,8} = 322 \text{ kg/cm}^2 < 710 \text{ kg/cm}^2$$

Sprawdzamy jeszcze zbrojenie przypawane do blachy, które ma na celu przejście naprężeń ścinających pomiędzy blachą i płytą.

Wobec małej przyczepności betonu do blachy, naprężenia ścinające muszą być przejęte częściowo belkami poprzecznymi przypawanymi do blachy, a częściowo przez zbrojenie z prętów okrągłych przypawanych do blachy. Pręty umieszczono po jednym na przedział między belkami poprzecznymi. (Rys. 6).



Rys. 6

Moment statyczny przekroju dźwigara względem dolnej krawędzi płyty betonowej:

$$S = \frac{180 \times 16^2}{2} = 23100 \text{ cm}^3$$

Siła ścinająca na jednostkę długości

$$t = \frac{24430 \times 23100}{8940000} = 63,2 \text{ kg/cmb.}$$

Siła ścinająca na długości 75 cm

$$T = 63,2 \times 75 = 4740 \text{ kg}$$

przyjęto 10 \emptyset 10 m/m

$$\tau = \frac{4740}{10 \times 0,79} = 600 \text{ kg/cm}^2 < 710 \text{ kg/cm}^2$$

Sprawdzenie środnika na wyboczenie (zwichrzenie).

Rozstaw usztywnień ca 1,50 m (rys. 7).

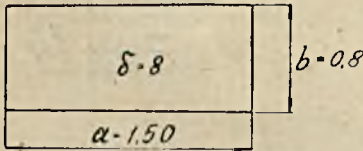
(Patrz Gregor „Der praktische Stahlhochbaum”. Bd. II 2 Teil. str. 154)

$$\frac{a}{b} = \frac{1,50}{0,8} = 1,88 \quad k \approx 6,7$$

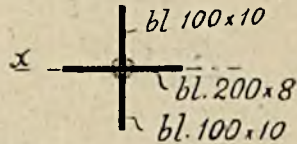
$$\tau_{kr} = 1898 \times 6,7 \times \left(\frac{0,8}{80} \right)^2 = 1,27 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_{rz} = 0,322 \text{ t/cm}^2$$

współczynnik pewności: $V = \frac{1,27}{0,322} = 4$



Rys. 7



Rys. 8

Sprawdzenie żebra usztywniającego na podporze. (rys. 8).

Do przekroju wliczono pas blachy środnika o szerokości 200 m/m.

$$F = 20 + 20 \times 0,8 = 36,0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 386 = 772 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{772}{36,0}} = 4,62 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{i} = \frac{80}{4,62} = 17,3 \quad s = 0,82$$

$$\sigma = \frac{24430}{0,82 \times 36,0} = 830 \text{ kg/cm} < 945 \text{ kg/cm}^2$$

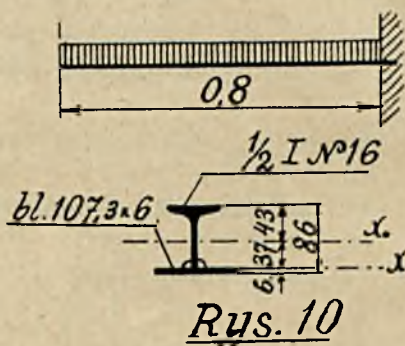
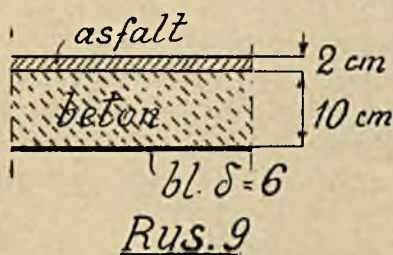
Obliczenie chodników.

Ciężar własny nawierzchni (rys. 9).

asfalt	$0,02 \times 1,8 =$	0,036 t/m ²
beton	$0,10 \times 2,2 =$	0,220 „

blacha $0,006 \times 7,85 =$	0,047 „
belki	0,010 „
poręczę i różne	0,037 „
	Razem 0,350 t/m ²

Obciążenie ruchome 0,6 t/m²



Belki podtrzymujące chodnik. (Rys. 10).

Rozstaw belek 1,5 m

$$l = 0,8 \text{ m} \quad q = 1,5 \times (0,6 + 0,350) = 1,423 \text{ t/mb}$$

$$M = \frac{1,423 \times 0,8^2}{2} = 0,456 \text{ tm}$$

Przekrój $\frac{1}{2}$ I NP. 16 i bl. 107,3 \times 6 m/m (Rys. 10).

$$F = 11,4 + 0,6 \times 10,73 = 17,85 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 68,0 - 0,18 \times 10,73 = 66,1 \text{ cm}^3$$

$$Z = \frac{66,1}{17,85} = 3,7 \text{ cm}$$

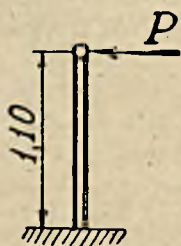
$$I_x = 467,5 + \frac{1}{3} \times 10,73 \times 0,6^3 = 468,3 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 468,3 - 17,85 \times 3,7^2 = 224,3 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{224,3}{4,3} = 52,4 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{45600}{52,4} = 870 \text{ kg/cm}^2 < 875 \text{ kg/cm}^2$$

Poręcze. (Rys. 11).



Rys. 11

Parcie poziome $q = 0,08$ t/mb.

Rozstaw słupków 1,5 m

$$\text{Pochwył. } M = \frac{0,08 \times 1,5^2}{8} = 0,0225 \text{ tm}$$

przekrój rura $\phi 2''$; $W = 8,73 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{2250}{8,73} = 258 \text{ kg/cm}^2$$

Słupek. $P = 0,08 \times 1,5 = 0,12$ t.

$$M = 0,12 \times 1,1 = 0,132 \text{ tm}$$

przekrój \square NP. $6^{1/2}$; $W = 17,7 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{13200}{17,7} = 746 \text{ kg/cm}^2$$

Stężeń poziomych wiatrowych nie zastosowano ponieważ most dostatecznie stęży jezdni. Stężenia poprzeczne pionowe zastosowano na podporze. Przeniesienie sił poziomych parcia wiatru z dolnego pasa dźwigara głównego na płytę jezdni uzyskano w skrajnych dźwigarach zapomocą sztywnego połączenia pionowych żeber usztywniających blachę pionową dźwigara z belkami poprzecznymi. (Rys. 12).

INŻ. E. HILDEBRANDT.

CELOWOŚĆ STOSOWANIA MOSTÓW STALOWYCH MAŁEJ ROZPIĘTOŚCI.

Mosty stalowe małej rozpiętości są wykonywane w naszym budownictwie drogowym dość rzadko, a stosuje się je przeważnie w tych wypadkach, gdy mamy do użycia belki stalowe, pozostałe z rozbiórki innego mostu.

Jedną z przyczyn małego zastosowania mostów stalowych jest brak typów tego rodzaju mostów, gdy tymczasem typy mostów żelbetowych, wydane przez b. M. R. P., stosuje się od kilku lat, a w ostatnich czasach weszły w użycie, opracowane za pośrednictwem Rady Cementowej nowe typy, oparte na przepisach Polskiego Komitetu normalizacyjnego z r. 1935.

Inżynier drogowy, który zazwyczaj decyduje o wyborze materiału mostu, chętnie korzysta z gotowych typów mostów żelbetowych, niż projektuje most stalowy, pomimo, że uznaje niejednokrotnie ten ostatni za bardziej pożądany ze względu na szybkie i łatwiejsze wykonanie.

Drugą przyczyną małego rozpowszechnienia mostów stalowych tkwi w tem, że są one naogół droższe od żelbetowych.

Aby mosty stalowe mogły konkurować z żelbetowymi, muszą być ekonomicznie zaprojektowane, na co składa się przede wszystkim wybór rodzaju konstrukcji i rozstawienie belek głównych.

Mosty nitowane z nawierzchnią ułożoną na nieckach lub płycie żelbetowej, nie współpracującej z dźwigarami, nie mogą być przy małej rozpiętości tańsze od mostów żelbetowych. Zastosowanie belek spawanych, które można wykonać w całości w fabryce, daje znaczne oszczędności w koszcie dźwigarów. W tego rodzaju mostach na budowie mogą być przymocowywane jedynie tężniki, przyczem połączenia te lepiej wykonać jako nitowane ¹⁾. Współpraca płyty żelbetowej z dźwigarem stalowym może być uskuteczniiona przy pomocy wąsów (system Rechniewskiego), spirali (system „Alpha” opisany w „L'Ossature Métallique” Nr. 6 r. 1935) i t. p.

¹⁾ W wielu wypadkach mogą być dostarczane na budowę nawet całkowicie zmontowane przęsła stalowe.

Przymocowanie tych części do dźwigarów stalowych daje się wykonać jedynie dzięki spawaniu, natomiast połączenia nitowane, podlegające trwałym odkształceniom, nie nadają się do tego rodzaju konstrukcji.

Sposób obliczenia połączeń na siłę tnącą, powstający na granicy pomiędzy płytą żelbetową i dźwigarem stalowym, nie nastrocza poważniejszych trudności.

Racjonalne rozstawienie belek głównych jest przy zastosowaniu płyty żelbetowej w pewnym stopniu zależne od stosunku kosztu betonu do kosztu konstrukcji stalowych.

Dla scharakteryzowania zmiany kosztów ustroju niosącego w zależności od rozstawu dźwigarów, obliczono szereg mostów, przy czym rozpiętości i wysokości dźwigarów łącznie z płytą przyjęto takie same jak w typach mostów żelbetowych to znaczy:

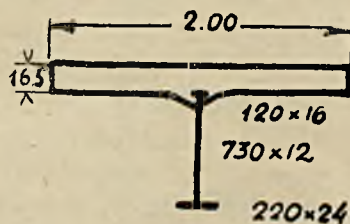
przy rozp.	5,34 m	—	54 cm
" "	10,50 "	—	93 "
" "	16,80 "	—	140 "

Nawierzchnia mostów z kostki kamiennej 10 cm na podsyce, przy czym do obliczenia płyty przyjęto nawierzchnię asfaltową, która, jako cieńsza rozkłada ciężary skupione na mniejszą powierzchnię, przez co otrzymuje się większe naprężenia w płycie.

Do obliczenia dźwigarów przyjęto stosunek współczynników sprężystości $\frac{E_i}{E_b} = 10$, to znaczy przekrój betonu zmniejszono dziesięciokrotnie, otrzymując w ten sposób przekrój zastępczy sprowadzony do żelaza.

Płytę obliczono według norm Polskiego Komitetu normalizacyjnego P. N. B. — 195 przy czym maksymalne naprężenie w betonie płyty waha się w granicach 50 — 56 kg/cm².

Na rys. 1 podano typ przekroju dźwigara przy rozp. 10,50 m i rozstawie dźwigarów 2 m. Do współpracy z dźwigarami stalowymi wliczono płytę o szerokości równej dziesięciokrotnej grubości płyty (P. N. B. — 195).



rys 1

Obliczenie przeprowadzono przy rozstawie 1,0; 1,5; 2,0; 3,0 m, przyczem we wszystkich wypadkach przyjęto tę samą wysokość dźwigara łącznie z płytą.

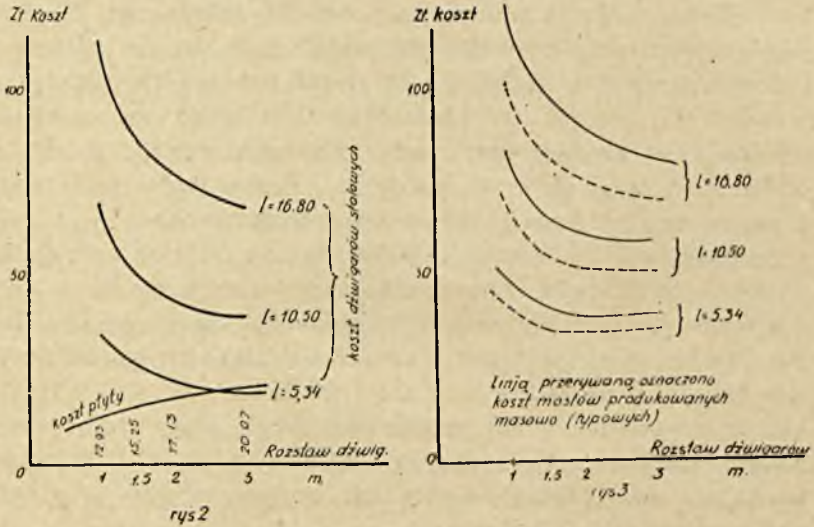
Wobec nadania zmiennego przekroju dźwigarowi, uwzględniając jednocześnie, że długość przęsła jest większa od teoretycznej rozpiętości, przyjęto, że ciężar rzeczywisty dźwigara wynosi 94% ciężaru teoretycznego, obliczonego na zasadzie przekroju w środku rozpiętości. Na usztywnienia środka dodano 10% wagi stali w dźwigarze. Wobec tego ciężar stali z usztywnieniem wynosi 103% ciężaru teoretycznego.

Poza tem obliczono objętość betonu i ciężar uzbrojenia w płycie, oraz ilość żelaza ułożonego wzdłuż mostu w tych miejscach, gdzie naprężenie w betonie przekroczy granice dopuszczalne. Koszt 1 tonny konstrukcji stalowej spawanej przyjęto 680 zł, 1 kg żelaza 0,50 zł., 1 m³ betonu 60 zł. Wszystko obliczono na 1 m² rzutu poziomego płyty żelbetowej. Kosztu tężników poprzecznych, szalowania płyty i montażu mostu nie uwzględniono, przyjmując, że jest on stały przy różnych rozstawach dźwigarów.

Zestawienie kosztów ustroju niosącego w zależności od rozstawu dźwigarów.

Rozpiętość teoret.	Rozstaw dźwigarów	Teoret. ciężar 1 mb. dźwig. (p.)	Ciężar rzeczyw. 1 mb dźwigara z usztywnien. (1,03 p.)	Ciężar dźwig. na 1 m ² rzutu poz. płyty	Ciężar żelaza wzdłuż płyty	Koszt dźwigara	Koszt żelaza wzdłuż płyty	Koszt płyty	Koszt całkowity na 1 m ² rzutu poz. płyty
m.	m.	kg.	kg.	kg.	kg.	zł.	zł.	zł.	zł.
5,34	1,00	50,80	52,30	52,30		35,55		12,93	48,48
	1,50	55,60	57,30	38,10		25,90		15,26	41,16
	2,00	63,40	65,30	32,65		22,20		17,13	39,33
	3,00	83,40	86,10	28,70		19,50		20,07	39,57
10,50	1,00	100,80	103,80	103,80		70,00		12,93	82,93
	1,50	108,30	111,80	74,30		50,50		15,26	65,76
	2,00	125,20	128,80	64,40		43,75		17,13	60,88
	3,00	168,50	173,50	57,80		39,25		20,07	59,32
16,80	1,00	155,00	159,70	159,70	4,7	108,50	2,35	12,93	123,78
	1,50	170,50	175,70	117,20	7,9	79,70	3,95	15,26	98,91
	2,00	194,80	201,00	100,50	9,5	68,30	4,75	17,13	90,18
	3,00	226,00	233,00	77,70	16,2	52,90	8,10	20,07	81,07

Wyniki zestawione w powyższej tabeli uwidoczniło na wykresach (rys. 2 i 3).



Na pierwszym z nich podano oddzielnie zmianę kosztu płyty żelbetowej i oddzielnie kosztu dźwigarów stalowych w zależności od ich rozstawu:

Na rys. 3 zestawiono koszt dźwigarów z płytą na 1 m² rzutu poziomego płyty (linie ciągłe) bez tężników, montażu mostu i szalowań płyty. Jak widać z wykresu, minimalny koszt dźwigara a rozp. 5.34 m wypada przy rozstawie około 3,5 m, to znaczy że im większa rozpiętość tem większy należy dać rozstaw dźwigarów.

Jak wskazuje kształt wykresów, nieznaczne odchylenie od najkorzystniejszego rozstawu, niewiele podnosi koszt dźwigarów

Przy dużym rozstawie dźwigarów i niskich dźwigarach kąt nachylenia prętów tężników poprzecznych wypada bardzo mały, co nie daje gwarancji dobrego współdziałania dźwigarów. Z tego względu bardzo często zmniejszamy rozstaw dźwigarów, mając jednak na uwadze, że im mniejszą jest ilość dźwigarów tem konstrukcja wypada lżejsza.

Wyżej opisane wykresy kosztów mogą mieć zastosowanie w mostach projektowanych do jednorazowego użycia. Przy

masowej produkcji i znormalizowaniu mostów, koszt stalowych dźwigarów będzie znacznie niższy. Jeżeli przyjmemy, że zniżka wyniesie 20% (t. j. 136 zł. na 1 tonnie) koszty dźwigarów z płytą (bez montażu, szalowania płyty i tężników) będą się zmieniać, jak przedstawiono linią przerywaną na rys. 3.

Z porównania wykresów wynika, że najkorzystniejsze zestawienie dźwigarów w mostach typowych wypadnie nieco mniejsze niż w mostach projektowanych do jednorazowego użycia.

INŻ. JERZY ŚLEWIŃSKI

STALOWE OBETONOWANE MOSTY W SZWAJCARJI.

W ostatnich czasach wykonano w Szwajcarii dużą ilość stalowych mostów obetonowanych. Inicjatywę do budowy mostów tego rodzaju dali szwajcarscy inżynierowie powiatowi, którzy spodziewają się osiągnąć w ten sposób zmniejszenie kosztów konserwacji mostów stalowych.

Podczas gdy konstrukcje żelbetowe wymagają wznoszenia kosztownych i niebezpiecznych rusztowań w łożysku rzeki, konstrukcje stalowe obetonowane mogą być wykonane bez rusztowań i w dodatku służą następnie jako konstrukcja nośna dla deskowania.

Uzasadnienie ekonomii konstrukcyj tego typu wynika z możliwości równoczesnego pełnego wykorzystania naprężeń dopuszczalnych dla stali jak i betonu lekko dobrojonego. W ten sposób stal przenosi znane naprężenia pochodzące ze wstępnego obciążenia stałego, a po obetonowaniu konstrukcji stalowej oba materiały są wciągane do współpracy w przenoszeniu obciążeń.

Jako belki główne wskazane są w tego rodzaju konstrukcjach przede wszystkim kratownice, a to ze względu na lepszą przyczepność betonu niż w wypadku zastosowania blachownic.

Dla obliczenia mostów powyższych systemów stosuje się normalne sposoby, znane z wytrzymałości materiałów. Należy jednak przestrzegać, ażeby wykonanie konstrukcyj zgodne było z założeniami przyjętymi w obliczeniu statycznym, gdyż w przeciwnym razie powstać mogą nadmierne naprężenia i odkształcenia.

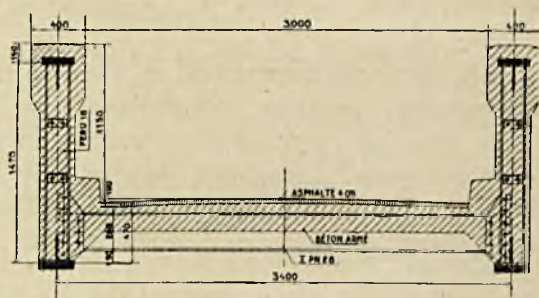
W razie stosowania blachownic należy przyspoić do konstrukcji stalowej haczyki, celem zapewnienia należytej przyczepności betonu do stali. Przy konstrukcjach nitowanych warunek ten nie jest niezbędny. Częstokroć, celem przeniesienia podłużnych naprężeń ścinających z betonu na stal, stosuje się spiralne uzbrojenie syst. Alpha.

Ponieważ konstrukcja stalowa w mostach tych jest znacznie sztywniejsza dzięki otuleniu betonem lekko dozbrojonym, belki mogą być o wiele niższe, niż w konstrukcjach nieotulonych.

Cechy charakterystyczne tego rodzaju mostów widoczne są na następujących przykładach:

Most na Dużym Schliere w Schoried.

W roku 1934 zbudowano na rzece Grande Schliere w Schoried (Obwalden) most o rozpiętości 31,20 m i szerokości użytkowej 3 m. Celem odświeżenia przechodniom widoku ograniczono wysokość belek do 1,60. Stosunek wysokości do rozpiętości przedstawia się tu zatem jak 1/19,3. Pomimo to maksymalne ugięcie pod wpływem obciążenia ruchomego wynosi 1,8 cm t. zn. 1/1730 rozpiętości.

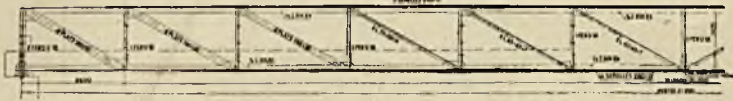


Rys. 1. Przekrój poprzeczny mostu w Schoried.

Ponieważ w omawianym wypadku obciążenie ruchome wynosi zaledwie 15,8% całkowitego obciążenia, nasuwało się tylko jedno ekonomiczne rozwiązanie: podczas obetonowania belki główne były podparte w łożysku rzeki w ten sposób, że można je było traktować w obliczeniu jako belki żelbetowe.

Poza ciężarem własnym belki przenosiły przed obetonowaniem tylko ciężar pomostu z betonu zbrojonego. Obciążenia

przed obetonowaniem wynosiły dla każdej belki 1,15 t/m, waga obetonowania—na jedną belkę 1,2 t/m, ciężar ruchomy—0,44 t/m.



Rys. 2. Kratownica mostu Shoried przed obetonowaniem.

Całkowity ciężar konstrukcji stalowej wynosi 17,720 kg, t. zn. 167 kg/m²,

Zużyto ok. 25 m³ betonu zbrojonego na pomost i ok. 30 m³ betonu lekko dozbrojonego dla obetonowania belek głównych. Pomost jest pokryty na powierzchni ok. 88 m² — 4 cm warstwę asfaltu lanego.

Dwie identyczne konstrukcje są obecnie w budowie w Sarnen na Melchaa i w Alpach na Małej Schliere.

Most na Reuss w Gisikon.

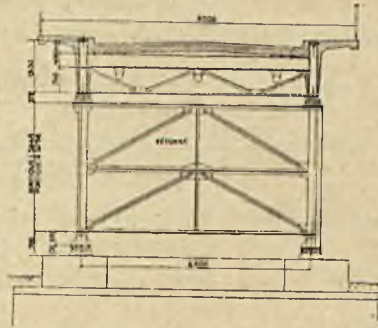
Most drogowy w Gisikon (kanton Lucerna) wybudowano w roku 1934. Całkowita długość mostu wynosi 71,60 m., a rozpiętość poszczególnych przęseł 22,40 + 26,80 + 22,40 m.



Rys. 3. Widok kratownicy mostu Gisikon przed obetonowaniem.

Wysokość konstrukcji stalowej (belka ciągła) wynosi 1,50 m, t. zn. 1/15,85 największej rozpiętości. Belki główne obciążone są na następujące obciążenia: ciężar własny 4,975 t/mb, ciężar ruchomy 2,57 t/mb dla każdej belki.

Poszczególne elementy konstrukcji stalowej ułożono na prawym brzegu rzeki, skąd rozpoczęto montaż. Ponieważ pośrednie podparcie belek głównych podczas obetonowywania nie mogło mieć w tym wypadku miejsca, oparto się w obliczeniu naprężeń w stali nieobetonowanej na szczegółowym planie wykonania robót, który przewidywał jednoczesne betonowanie pomostu, chodników oraz otulenie belek głównych.



Rys. 4. Przekrój mostu Gisikon z widokiem nieobetonowanego filaru.

Porządek obetonowania był następujący:

1. sześć odstępów kratownicy po 2,24 m (odległość pomiędzy słupami) w obu przęsłach bocznych, od strony przyczółków.
2. ośm odstępów po 2,23 m w środku przęsła głównego.
3. sześć odstępów (4 w przęśle bocznym, 2 w przęśle głównym) przy prawym filarze.
4. sześć odstępów jak wyżej przy lewym filarze.
5. wykonanie 6 cm. dywanika asfaltowego na jezdni i ustawienie poręczy.

Celem obliczenia naprężeń w wypadku obciążenia 2, 3, 4 i 5 trzeba było uwzględnić, że części już obetonowane pracowały łącznie z konstrukcją jako belka ciągła o zmiennym momencie bezwładności.



Rys. 5. Widok mostu Gisikon po ukończeniu budowy.

Odstępy kratownicy ponad filarami obetonowano ostatnie ażeby beton w górnej części belki był jaknajmniej narażony na rozciąganie. W tym miejscu naprężenie stali przed obetonowaniem było stosunkowo wysokie.

Belki główne wykonano, celem zwiększenia przyczepności betonu, nitowane. Pozatem przyspojono do belek głównych i poprzecznic w tym samym celu haki z żelaza okrągłego.

Całkowita waga konstrukcji stalowej wynosi 83,4 t. t. zn. 130 kg/m², konstrukcja obu filarów, które wykonano jako wadłowe, ważyła razem 13,6 t.

Poza Szwajcarią wykonywuje się również mosty stalowe obetonowane w Niemczech. Oprócz względów ekonomicznych odgrywają tu jednak rolę względy socjalne.

Przy układaniu programu robót publicznych w Niemczech na najbliższe lata bierze się pod uwagę jaknajszersze zatrudnienie robotników niewykwalifikowanych (90%) w stosunku do kwalifikowanych (10%).

Wymagania te zgóry wyeliminowały możliwość wykonania mostów z betonu, gdyż wtedy zatrudnieni mogą być wyłącznie robotnicy wykwalifikowani i doświadczeni. W przeciwieństwie do konstrukcyj żelbetowych, pewność i bezpieczeństwo stalowych mostów obetonowanych nie są zależne w tak znacznej mierze od wykonania w budowie, a to ze względu na wytrzymałość samego materiału konstrukcyjnego.

INŻ. JERZY ŚLEWIŃSKI.

PRZEGLĄD NAJNOWSZYCH MOSTÓW STALOWYCH ZBUDOWANYCH W CIĄGU OSTATNICH LAT ZAGRANICĄ.

Belgia.

1) 2 MOSTY W SCHOOTEN (KANAL ALBERTA).

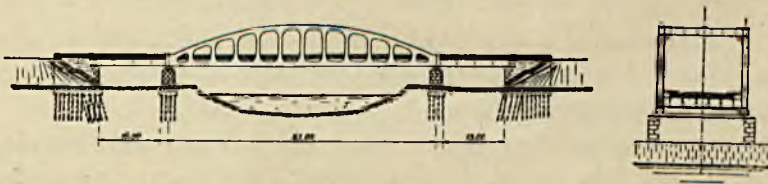
Własność: Administration des Ponts et Chaussées de Belgique.
Projekt: Admin. des P. et Ch. (Service du Canal Albert à Anvers).
Wykonanie: S. A. Les Ateliers Métalliques de Nivelles.

Dwa identyczne mosty drogowe trzyprzęsłowe. Dźwigiary główne typ. Vierendeel'a o rozpiętości 63 m. Połączenia spawane w warsztacie i nitowane na montażu.



Rys. 1.

Ciężar każdego mostu 332 t. Zbudowane w r. 1934. Bibliografja: Ossature Métallique 1934 Nr. 9.



Rys. 2.

2) MOST „C” W HERENTHALS.

Własność: Państwowa.

Projekt i wykonanie: S. A. des Ateliers d'Enghien — St. — Eloi à Enghien.

Most drogowy szerokości $1,5 + 6,0 + 1,5$ m i rozpiętości $17,5 + 57,4 + 17,5$ m. Dźwigary główne części środkowej typu



Rys. 3.

Vierendeel'a z zastosowaniem profili o szerokich bokach (pasy dolne i słupki). Zastosowane połączenia poprzeczne w kształcie ramy przy każdym węźle, przez co uniknięto stężeń wiatrowych górnych (uproszczenie). Zbudowany w r. 1933.

3) MOST OBROTOWY MUIDE W GANDAWIE.

Własność: Miasta Gandawy.

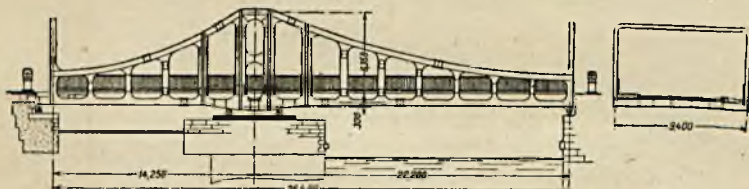
Projekt: Service technique des Ponts et Cours d'eau de la ville de Gand.

Wykonanie: Société Merallurgique d'Enghien St. — Eloi.



Rys. 4.

Szerokość mostu $1,5 + 6,0 + 1,5$ m, rozpiętość $22,20 + 14,25$ m. Dźwigary główne spawane typu Vierendeel'a. Złą-



Rys. 5.

cza montażowe nitowane. Ciężar szkieletu 140 t. Ciężar ogólny łącznie z instalacją maszyn 220 t. Bibliografia: Ossature Metallique 1934 Nr. 6.

Czechosłowacja.

1) MOST TYRS NA ELBIE MIĘDZY PODMOKLY I DECIN.

Właściciel: państwo.

Projekt ogólny: Minist. Robót Publ.

Projekt szczegółowy i wykonanie: S. A. Zakłady Skoda w Plzen.

Dźwigary o ścianie pełnej rozpiętości $27,5 + 113,7 + 27,5$ m, wzmocnione w środkowym przęśle łukiem. Szerokość mostu $2,0 + 9,2 + 2,0$ m.

Przęsło środkowe montowane było jednocześnie w dwóch częściach na rusztowaniach ustawionych na przęsłach skraj-



Rys. 6.

nych i następnie połączone przy pomocy prowizorycznego podparcia w środku przęsa środkowego. Materiał: stal wysokowartościowa.



Rys. 7.

2) MOST PRZEZ MORAWĘ KOŁO BRODSKE.

Własność; państwowa.

Projekt ogólny: Dep. 12a Min. Robót Publ.
szczeg.: inż. A. Matolin z Pragi.

Wykonanie: inż. dr. A. Kratochwil z Pragi.



Rys. 8.

Trzy przęsa rozpiętości $14,40 + 46,80 + 14,40$ m; szerokość $0,95 + 5,50 + 0,95$ m. Pomost żelbetowy, w przęśle środ-

kowem dźwigary łukowe, w przęsłach skrajnych dźwigary o ściankach pełnych. Zbudowany w r. 1931.

3) MOST PRZEZ RADBUZE W DOUDLEWCACH.

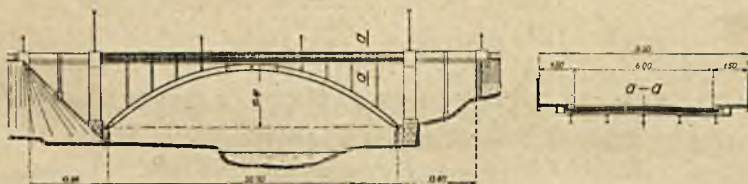
Własność: powiat Plzeń.

Projekt i wykonanie: S. A. Zakłady Skoda.



Rys. 9.

Szerokość mostu $1,5 + 6,0 + 1,5$ m. Przęsło środkowe: łuk stalowy dwuprzegubowy o ściance pełnej rozpiętości 50,6 m i strzałce 10,4 m. Konstrukcja całkowicie spawana. Ciężar



Rys. 10.

stali 111 t. Przęsła skrajne z żelbetu. Zbudowany w r. 1933. Biblijog-afja: Zprawy vereine sluzby technicke Praga 1934 Nr. 10 i Der Stahlbau 1934 p. 108.

Danja.

MOST W AALBORG PRZEZ LIMFJORD.

Własność: miasto Aalborg.

Projekt: Kampmann, Kierulff, Saxild.

Wykonanie: " " " Gutehoffnungshütte
Aalborg, Maskin-Skybsbyggeri.

Szerokość mostu $3,0 + 8,5 + 3,0$ m. Konstrukcję wierzchnią stanowią dwie części stałe trzyprzęsłowe (rozpiętości około 60 m) złożone z dźwigarów o ścianie pełnej typu Gerber'a, Wysokość dźwigarów 4 m. Części stałe mostu połą-



Rys. 11.

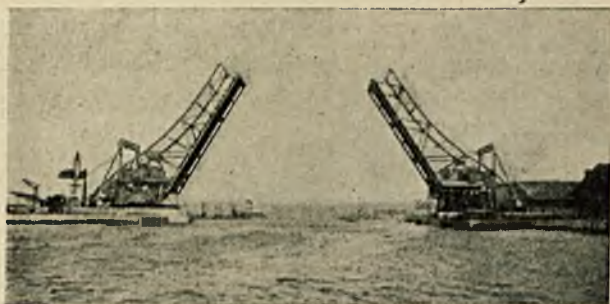
czone są ze sobą przy pomocy mostu zwodzonego podwójnego z osią obrotu stałą i przeciwwagach mieszczących się w filarach. Rozpiętość części zwodzonej 30 m. Budowa: r. 1930 — 1933. Biblijografia: „Der Bauingenieur” 1911; „Ingeniren” 1926 Nr. 50, 1933, Nr. 35 i 1931 Nr. 24.

Francja i kolonie.

1) MOST ZWODZONY PRZEZ PASSE DE LA PINÈDE W MARSYLJI.

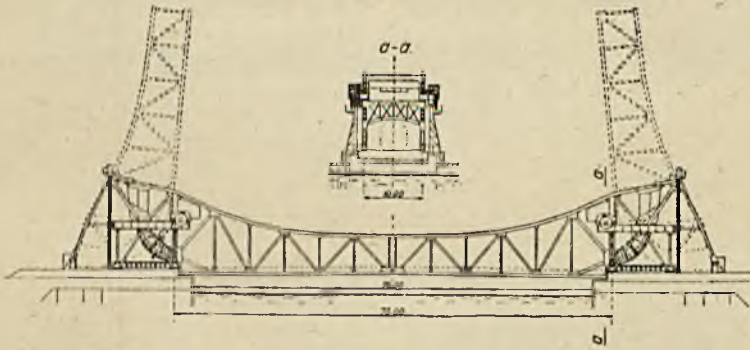
Własność: Ponts et Chaussées des Bouches du Rhône.

Projekt i wykonanie: Compagnie de Fives-Lille.



Rys. 12.

Most zwodzony kolejowo-drogowy dwuskrzydłowy symetryczny typu Scherzer'a. Rozpiętość 75 m, szerokość 1,45 + 6,1 + 1,45. Ciężar zwodzony: 900 t na każde skrzydło, z cze-



Rys. 13.

go $\frac{2}{3}$ przypada na przeciwwagę i część tylną. Bibliografia: „Journal de la Marine Marchande” Nr. 2 z dnia 1-go sierpnia 1934 roku.

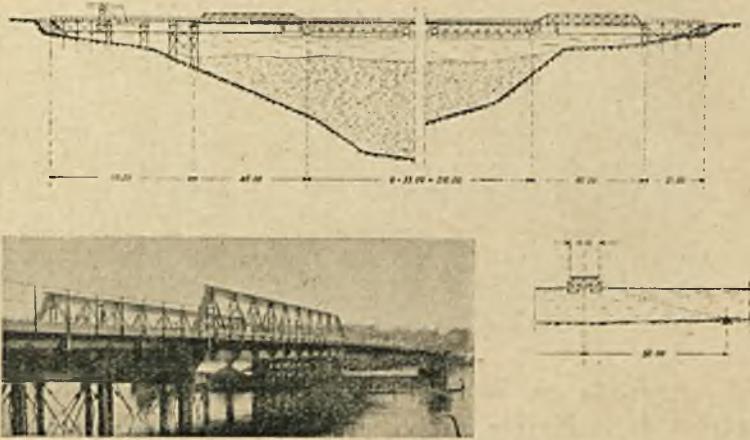
2) MOST PŁYWAJĄCY NA LAGUNE D'ABDIJAN (COTE — d'IVOIRE, Afryka Zachodnia).

Własność: Gouvernement Général de l'A. O. F.

Projekt i wykonanie: Etablissements Daydé.

Most pływający dla przeprowadzenia szosy o szerokości 1,5 + 8,5 + 8,5 + 1,5 m. W osi mostu położony jest wąskotorowy tor kolei żelaznej (szerokość 1,5 m, lokomotywa 39 t). Część środkowa mostu złożona jest z 6-ciu elementów 35-cio metrowych, konstrukcji nośnej metalowej, z których każdy wspiera się na dwu pływakach podłużnych (wzdłuż osi mostu) o objętości 264 m³ znajdujących się względem siebie w odległości 8,5 m od osi do osi. Połączenie przęseł przybrzeżnych stałych z częścią pływającą uskutecznione jest przy pomocy metalowych przęseł o rozpiętości 40 m opierających się swemi odzeczniemi końcami na pływakach poprzecznych o objętości 480 m³ pozwalających na ruchy ku górze (dochodzące do 1,5 m) spowodowane przyborem wody. Spadek przęseł przejściowych w okresie przyboru może być regulowany przez doprowadzenie balastu wodnego i nie przekracza nigdy 20 mm na metr. Dla umożliwienia przejścia obiektom pływającym o więk-

szych rozmiarach przewidziany jest otwór w części pływającej. Zastosowanie powyższego typu mostu usprawiedliwione jest rodzajem dna na które składa się błotnisty osad sięgający większych głębokości, co prawie uniemożliwia budowę podpór



Rys. 14.

stałych. Pływaki: stal z domieszką miedzi. Ciężar ogólny konstrukcji metalowej 2200 t. Budowa: r. 1926 — 1931. Bibliografja: „Génie Civil” 25 luty 1933.

Holandja.

1) WIADUKT DROGOWY W NUTH NAD LINJĄ KOLEJOWĄ SIT-TARD — HERZOGENRATH.



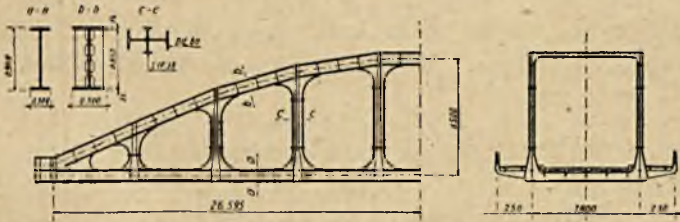
Rys. 15.

Własność: Holenderskie Koleje Żelazne.

Projekt: " " " wespół z N. V. Elektro-
lasch Mij. w Leiden.

Wykonanie: N. V. Electrolasch Mij. w Leiden.

Przejście drogi w górnym poziomie z pomostem o szerokości 6 m i chodnikami dla pieszych. Dźwigary główne typu



Rys. 16.

Vierendeel'a z pasami górnymi parabolicznymi. Konstrukcja całkowicie spawana. Pomost z żelazobetonu systemu Alpha tworzący przekrój jednolity z podłużnicami stalowymi oraz zastępujący stężenie wiatrowe w poziomie pasów dolnych.

Jugosławia.

1) MOST DROGOWY „KRÓLOWEJ MARJI” PRZEZ SAWĘ KOŁO RACA.

Własność: Ministerstwo Robót Publicznych.

Projekt: Jelsingrad G. m. b. H.

Wykonanie: Vereinigte Stahlwerke Dortmund i Jelsingrad G.
m. b. H.



Rys. 17.

Most kratowy dla ruchu kołowego; dźwigary typu Gerber'a trzyprzęsłowe $125 + 150 + 125 = 400$ m. Odstęp dźwiga-



Rys 18.

rów głównych 6,5 m. Szerokość pomostu 5 m. Montaż na rusztowaniach stałych. Ciężar stali około 2300 t. Budowa: r. 1931 — 1934.

2) MOST DROGOWY „KRÓLA ALEKSANDRA I” PRZEZ SAWĘ W BEOGRADZIE.

Własność: Ministerstwo Robót Publicznych.

Projekt i wykonanie: Société des Batignolles, Paryż, Gutehoffnugshütte Sterkrade.



Rys. 19.

Most wiszący dla ruchu kołowego o rozpiętości 261 m przęśła środkowego. Rozstaw dźwigarów głównych: 14,5 m. Chodniki na wspornikach 3-y metrowych z obu storn. Część przejazdową zawieszoną na łańcuchach gibkich stanowi belka



Rys. 20.

sztywna z blach żelaznych o przekroju skrzynkowym. Wysokość belki 4,3 m. Montaż jednoczesny z obu brzegów na rusztowaniach stałych, w części zaś środkowej — wspornikowy na wysokości zezwalającej na żeglugę. Ciężar konstrukcji metalowej około 7000 t. Zbudowany w latach 1930 — 1934. Biblijografia: „Bauingenieur” 1930 Nr. 49/50.

Niemcy.

1) MOST USEDOMSKI POD ZECHERINEM.

Własność: Regierungsbaurat von Hanffstengel, Berlin.

Wykonanie: Beuchelt Co., Grünberg. J. Gollnow Sohn, Stettin.



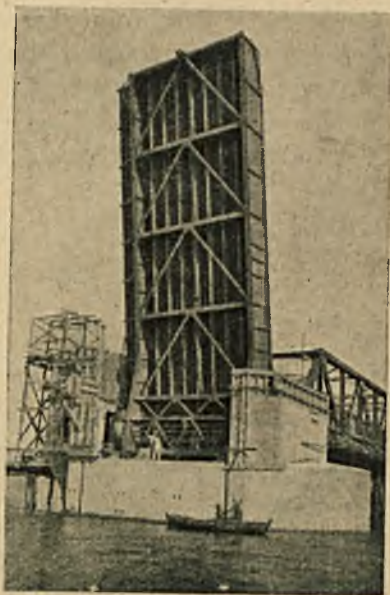
Rys. 21.

Most drogowy z pomostem o szerokości 6 m z chodnikiem bocznym szerokości 1,5 m. Konstrukcja wierzchnia: pięć belek kratowych trapezoidalnych wolnopodpartych o roz-



Rys. 22.

piętościach od 59 m do 63,7 m. Most zwodzony o 25 m rozpiętości typu „Scherzer”. Zbudowany w latach 1930 — 1931. Biblijografia: Bautechnik 1932, Nr. 20, 22 i 24.

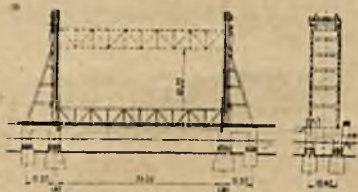


Rys. 23.

2) MOST PODNOSZONY PRZEZ RETHE KOŁO HAMBURGA.

Projekt: Dr. inż. Voss, Kiel.

Rozpiętość: 75 m, wysokość podnoszenia 35,25 m. Przeprowadza kolej żelazną i szosę dwukierunkową. Wieże złożone z 6-cio piętrowych ram podpartych zastrzałami. Most podnoszony tworzy belka kratowa wysokości 8 m.



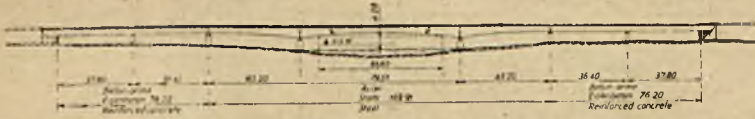
Rys. 24.

Ruch ku górze umożliwiony jest przy pomocy 4-ch wałków w kierunku poprzecznym położonych na poziomie pasa

górnego belki kratowej oraz jednej pary wałków w kierunku podłużnym. Przeciwwagi 620 t. Budowa 1934 r. Biblijografia: Bautechnik 1934, Nr. 51.

3) MOST DROGOWY PRZEZ ODRE KOŁO POPPELAAU.

Wykonanie: Baeumer Loesch, Oppeln, Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke A. — G.: Gleiwitz. Beton und Monierbau A. — G., Hindenburg.



Rys. 25.

Szerokość mostu 1,5 + 6,0 + 1,5 m. Przęsła przybrzeżne — belka ciągła żelbetowa, środkowe — belki stalowe typu Gerber'a. Długość całkowita: 325 m. Zbudowany 1934 r. Biblijografia: Bautechnik 1934, Nr. 16.

Szwajcaria.

MOST W TESSIN GIUBIASCO - SEMENTINA.



Rys. 26.

Własność: Consorzio Bonifata di magadino.
Projekt: Eisenbaugesellschaft, Zurich.
Wykonanie: Eisenbaugesellschaft, Zurich mit Örtlicher Unter-
nehmervereinigung.

Szerokość pomostu $0,3 + 4,9 + 0,3$ m. Konstrukcja wierzchnia: łuk wzmocniony o rozpiętości 70,7 m z wspornika-



Rys. 27.

mi dla oparcia konstrukcji wierzchnich przybrzeżnych. Belka wzmacniająca z blach spawanych elektrycznie. Łuk i wieszary z żelaza profilowego. Połączenie nitowane. Całkowity ciężar konstrukcji stalowej około 340 t, z czego 165 t przypada na konstrukcję łuków. Zbudowany 1933 r.

Szwecja.

1) MOST DROGOWY PRZEZ MALARSEE W STOCKHOLMIE.

Długość całkowita: 601,50 m. Szerokość $19 + 2 \times 2,5 = 24$ m. Dwa przęsła łukowe o rozpiętości 168 m i 204 m. Łuk bla-



Rys. 28.

szany. Wysokość wolna dla żeglugi 24 m. W budowie. Ma być otwarty do ruchu w ciągu bieżącej jesieni.



Rys. 29.

Bibliografja: Die Bautechnik 1934 p. 507. Zaitschr. V. D. I. 1935 p. 11. Byggnadsvärlden 1935.

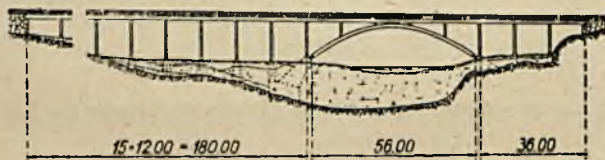
2) MOST DROGOWY PRZEZ CIEŚNINĘ PAL W STOCKHOLMIE.

Łączy się z mostem przez cieśninę Mälarsen. Całkowita długość 276.6 m. Szerokość $19 + 2 \times 2,5 = 24$ m. Przeszło



R. 30.

główne: Łuk dwu-przegubowy o rozpiętości 56 m. Połączenie z wiaduktem przesłami dług. 12 m każdy. Ogólny ciężar 1123 t. Konstrukcja całkowicie spawana. Bibliografja: Die Bautechnik 1934 p. 520.



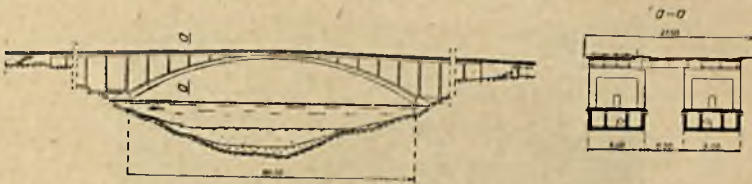
Rys. 31.

3) MOST DROGOWO-KOLEJOWY PRZEZ CIEŚNINĘ TRANEBERG W STOCKHOLMIE.



Rys. 32.

Całkowita długość 545 m, szerokość $2,5 + 2 + 2 \times 1,25 + 12 = 19$ m dla drogi i 8,5 m dla dwu torowej kolei żelaznej, czyli szerokość ogólna 27,5 m. Główne przęsło składa się z betonowego łuku bliźniaczego o rozpiętości 181 m. Wysokość wolna dla żeglugi 26 m. Przejście w wiadukt przez belki żelazne rozpiętości 13 m. na betonowych filarach. Budowa

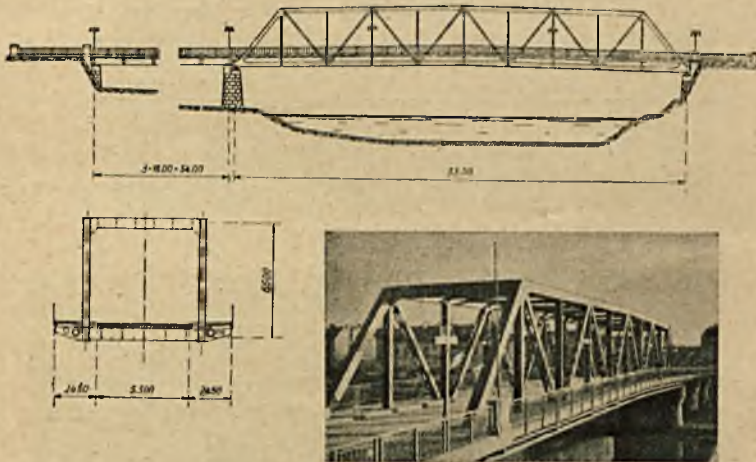


Rys. 33.

sklepienia bliźniaczego za pomocą krążyn łukowych metalowych użytych dwa razy z zastosowaniem hydraulicznej prasy. Otwarty dla ruchu w roku 1934. Bibliografia: *Betong* 1932 p. 44. *Beton und Eisen* 1933 p. 295, 309. *Cement und Betong* 1932 — 1934. *Den nya Tranebergsbron*, 1934. *Beuzeitung* 1933 p. 302. *Engineering News Record* 1934.

Węgry.

1) MOST DROGOWY W GYOR NA AUTOSTRADZIE WIEDEN — BUDAPESZT.



Rys. 34.

Własność: Königl. Freistadt Győr.
Projekt: Dyp. Inż. J. Lengyel, Győr.
Wykonanie: Ung. Wyggon — und Maschinenfabrik A.—G., Győr.

Belki kratowe rozp. 53 m. konstrukcji spawanej elektrycznie. Ciężar 110 t. Uzyskana oszczędność na wadze w stosunku do konstrukcji nitowanej około 15%. Przęsła przybrzeżne — żelbetowe belki ciągłe 3×18 m. Zbudowany w r. 1934. Bibliografja: Stahlbau 1935.

2) MOST KOLEJOWO-DROGOWY KOŁO DUNAFOLDVAR.

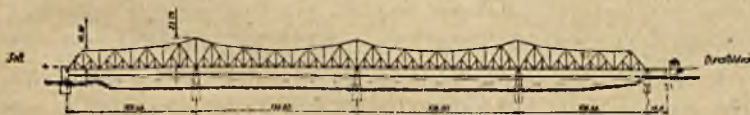
Własność: Königl. Ung. Handelsministerium.
Projekt: Prof. Dr. Ing J. Kossalka.
Wykonanie: Königl. Ung. Staatl. Eisen —, Stahl — und Maschinenfabrik, Budapest.

Dźwigar główny jako stalowa belka kratowa ciągła; 4-y przęsła o rozpiętości $109,4 + 136,8 + 136,8 + 109,4$ m. Szerokość



Rys. 35.

kość pomostu 5,50 m z pojedynczym torem pośrodku. Chodnik na wspornikach 1,5 m szerokości. Zapewniona możliwość podnoszenia podpór w wypadku późniejszych ewentualnych przesunięć terenowych, przy pomocy pras hydraulicznych. Ogólny



Rys. 36.

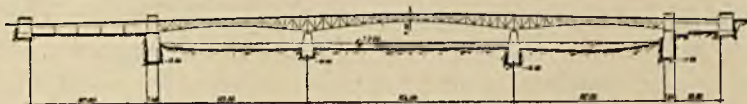
ciężar 2810 t. Montaż na rusztowaniach stałych. Fundamenty filarów na kesonach. Zbudowany w r. 1929/1930. Bibliografja: Technika (Budapest) 1930, Nr. 23. Science et Industrie 1935.

3) MOST HORTHY-MIKLOS PRZEZ DUNAJ W BUDAPESZCIE.

Własność: Königl. ung. Handelsministerium.

Projekt. Dr. Ing P. Algyay - Hubert,

Wykonanie. Königl. ung. Staatl. Eisen.-Stahl — und Maschinenfabrik, Budapest.



Rys. 37.

Belka kratowa ciągła długości 112,0 + 154,0 + 112,0 m, szerokość 3,5 + 15,7 + 3,5 m. Cztery dźwigary główne. Ogólny ciężar 8000 t. Fundamenty filarów — kesonowe. W budowie. Bibliografia: Die Bautechnik.

PRZEGLĄD CZASOPISM TECHNICZNYCH.

XI. Mosty.

1. Le Genie civil — Nr. 4 — 27 lipca 1935 r. *Próby konstrukcji spawanych.*

Badanie połączeń spawanych zapomocą promieni X. Inżynier Pullin zwraca uwagę w piśmie *The Engineer* (z dn. 19/IV, r. b.), że Anglicy posługują się w równej mierze jak Amerykanie i Europejczycy na kontynencie Europy, promieniami X w celu badania jakości połączeń spawanych.

Istnieje cały szereg instalacji, umożliwiających badanie zapomocą promieni Roentgena. Przyrządy te są zmontowane na specjalnych samochodach lub też na przyczepkach do samochodów, dzięki czemu metodę tę można stosować w dowolnym miejscu przy badaniach mostów spawanych i wogóle konstrukcji metalowych spawanych.

Największy koszt tej metody stanowi amortyzacja rurki promieniotwórczej. Koszt ten wynosi około 1 franka za każdą spoinę. Co do niebezpieczeństwa, na które jest narażony personel, przeprowadzający te badania, to istnieją przepisy i środki ostrożności, które całkowicie eliminują tego rodzaju obawy.

2. Engineering News Record. Nr. 24 — 13 czerwca 1935. *Najładniejsze mosty stalowe wybudowane w Stanach Zjednoczonych P. A. w roku ubiegłym.* (2 fotografie)

Sąd konkursowy, powołany przez organizację The American Institute of Steel Construction (w New-Yorku) przyznał nagrody na najbardziej estetyczne mosty stalowe, wybudowane w r. 1934, na terenie Stanów Zjednoczonych P. Am. Do pierwszej (A) kategorii wyróżnionych mostów stalowych (o koszcie ponad 1.000.000 dolarów) zaliczono most t. zw. *Bourne Bridge* nad

Kanałem *Cape Cod Canal*. W moście tym środkowe przeszło ponad korytem kanału, stanowi wraz z dwoma bocznymi trójprzęstową, belkę kratową z łukiem górnym w środku. (Typ ten przypomina niemiecki most na Renie w Remagen i most na Wiśle w Krakowie). Projektodawcą tego mostu była firma: *Fay, Spofford and Thorndike* (z Bostonu), a wykonawcą *American Bridge Co.*

Do trzeciej (c) kategorii estetycznych mostów (o koszcie nie przekraczającym 250.000 dolarów) zakwalifikowano drogowy wiadukt łukowy obok *Omaha*, którego projektodawcą był *Guy Dorsey* — zastępca powiatowego inżyniera powiatu *Douglas (Douglas County)*. Wykonywała ten most firma *Omaha Steel Works*. W kategorii (B) mostów o koszcie poniżej 1.000.000 dolarów i powyżej 250.000 dolarów, nie przyznano żadnej nagrody, ograniczając się do zaszczytnych wzmianek dla projektodawców kolejowego mostu *Woodward Ave Bridge* w *Detroit*. W kategorii (C) mostów przyznano zaszczytną wzmiankę autorowi projektu mostu „*The Eell River Bridge* w *Smith Point*” (*Kalifornja*).

Członkami sądu Konkursowego byli: Dziekan Wydziału Technologicznego Uniwersytetu „*The College of The City of New-York*” inż. *F. Skene*, dziekan Wydziału Sztuk Pięknych Uniwersytetu „*The New-York University*”, *E. R. Bossange*, redaktor pisma „*Engineering News-Record*” inż. *F. E. Schmitt*, Prof. *G. Beggs*, z Wydz. Inżyn. Uniw. *Princeton*, oraz *Paul Cret* — znany architekt z *Filadelfji*.

3. Die Strasse Nr. 12 — 2-gi zeszyt czerwcowy 1935 r. Most „*Prienbruecke*” obok miejscowości *Frasdorf* na szlaku autostrady *Monachjum — Salzburg*.

Zarząd budowy autostrad państwowych w Niemczech dba specjalnie o uzyskanie najekonomiczniejszych i najbardziej estetycznych mostów, na szlakach budowanych obecnie w bardzo intensywnym tempie sieci autostrad. Dowodem tej dbałości jest ogłaszanie konkursów na projekty tych mostów; na konkurs, ogłoszony na projekt wiaduktu nad doliną *Mangfalltal* zgłosiło 32 firmy budowlane aż 72 projekty. Zaznaczyć należy, że wybór wyróżnionego projektu był dość trudny, gdyż nie wydawano nagród pieniężnych ani specjalnych wzmianek zaszczytnych, lecz dano firmie, która była autorem najlepszego projektu, wykonanie robót. W analogiczny sposób wybrano do wykonania projekt mostu t. zn. *Prienbrücke* obok miejscowości *Frasdorf*. Most ten przecina dolinę, w przekroju poprzecznym przypominającą swym kształtem literę V, na wysokości około 17 m. ponad najniższym punktem jaru tej doliny. Most ten składa się z 4 przęseł i ogólna jego długość wynosi 168 m. Składa się on z 4 stalowych dźwigarów głównych. Na tych dźwigarach oraz na 12 belkach podłużnych, spoczywa żelbetowa płyta jezdni o grubości 20 cm, z odpowiednią izolacją, z warstwą ochronną z betonu. Filary i przyczółki wykonano z betonu. Jedynie ciosy oporowe oraz komory wewnętrzne filarów i przyczółków wykonano z dodaniem uzbrojenia. Dzięki podziałowi filarów na dwa niezależne słupy powyżej poziomu dolnych łąw fundamentowych uzyskano bardzo korzystne rozwiązanie dla wyglądu i ożywienia monotoni szarych bloków betonowych. Zewnętrzną powierzchnię betonową filarów i przyczółków po-

zostawiono w surowym stanie bez specjalnej obróbki lub wykończenia powierzchni. Płyta betonowa o grubości 20 cm, posiada podwójne uzbrojenie i przy jej obliczaniu uwzględniono sprężyste zgięcie stalowych belek podłużnych. Budowę fundamentów wykonano w okresie od początku maja do końca września 1934. Rozpoczęto montaż na początku sierpnia i ukończono go przy końcu 1934 r. Potem nastąpiła 3-miesięczna przerwa zimowa. Płytę żelbetową rozpoczęto w kwietniu i wykończenie jej zajęło 2 miesiące. W chwili obecnej (koniec czerwca) zostało do wykończenia izolacja i warstwa ochronna oraz nawierzchnia jezdni. Artykuł podaje fotografię tego wyjątkowo estetycznego mostu dostosowanego do piękna otaczającego go krajobrazu.

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

1. Schweizerische Zeitschrift für Strassenwesen Nr. 13 — 27 czerwca 1935 r. *Sygnalizacja na drogach i znaki drogowe*, (Art. inż. A. Peter'a — 3 $\frac{1}{2}$ str.)

W celu wyjaśnienia, jak należy ustawiać na drogach znaki drogowe, Automobil Klub Niemiecki, z inicjatywy inż. D-ra Todta — naczelnego inspektora do spraw drogowych w Niemczech — zorganizował raid samochodowy na przestrzeni 2000 kilometrów (Berlin, Kolonia, Fryburg i Monachjum) i ankietę wśród uczestników tego raidu. Pomiędzy innymi uczestnicy tej ankiety mieli dać odpowiedź na następujące pytania:

1) Odległość pomiędzy słupami ochronnymi na drogach, sposób ich malowania i oświetlania w nocy,

2) Czy należy specjalnie oznaczać brzegi jezdni szosy i czy powinno się dzielić jezdnie na strefy, posługując się w tym celu specjalnymi linjami demarkacyjnymi na powierzchni nawierzchni?

320 uczestników tej ankiety dało następujące odpowiedzi:

1) Co do odległości pomiędzy słupami ochronnymi na szosach (przy wysokości tych słupów — 110 cm):

39% wypowiedziało się, że odstępy pomiędzy słupami ochronnymi winny wynosić 10 m zarówno na łukach, jak i na odcinkach prostych trasy drogowej.

41% uważało za wskazane, by odległość ta wynosiła na łukach i na prostych po 30 m.

12% zalecało odstępy po 10 m na łukach i 30 m na prostych.

8% proponowało odległości wahające się w granicach od 10 do 30 m.

Wniosek, który należy wysnuć z tej ankiety, wskazuje, że na łukach odstęp ten winienby wynosić 10 m, a na prostych odcinkach 30 m.

2) Co do koloru, na który należy malować słupy ochronne, by osiągnąć najlepszą widoczność:

słupy te były pomalowane na biało i posiadały pas 20 cm szerokości na wysokości o 25 cm poniżej górnego końca słupów, pomalowany bądź na czarno, bądź na czerwono.

Ankieta dała następujące wyniki:

51% wypowiedziało się za kolorem czerwonym dla górnego pasa na słupach
38% " " " " czarnym dla górnego pasa na słupach
11% " " " " bądź czarnym, bądź czerwonym.

Wypadłoby więc uważać kolor czerwony za najbardziej widoczny w tym wypadku, wobec tego jednak, że kolor czerwony stosowany jest w sygnalizacji drogowej dla innych celów, należy go unikać przy malowaniu górnej części słupów ochronnych na drogach.

3) Czy oświetlenie słupów ochronnych na drogach jest niezbędne ?

Słupy były wyposażone w oświetlenie białego koloru na prostych odcinkach drogi i w oświetlenie czerwone na łukach,

57% wypowiedziało się za oświetleniem białego koloru na prostych i czerwonego koloru na łukach,

8% zalecało oświetlenie białego koloru zarówno na prostych, jak i na łukach,

27% proponowało źródło światła białego koloru, umieszczone w wierzchołkach słupów,

8% uważało oświetlenie słupów ochronnych za zbędne.

4) Uwidocznienie boków szosy i podział szosy na strefy jezdne.

Drzewa, słupy ochronne i innego typu słupy na bokach szosy były pomalowane na biało w postaci pasa 1 m szerokiego i na wysokości około 1 metra ponad poziomem terenu. Na łukach w miejscach niebezpiecznych umieszczono kratę z drzewa z pasami ukośnemi malowanymi na czarno i biało. Wjazdy na mosty, zwężone miejsca na drogach, rogi domów, akweduki i t. p. były również oznaczone za pomocą pasów białych i czarnych.

93% uważało za bardzo pożądane specjalne uwidocznienie brzegów szosy.

Jako wynik ankiety, przeprowadzonej w wyżej wymieniony sposób w Niemczech, uważać należy, że odpowiednie ustawienie znaków ochronnych na drogach pozwala jeździć w dzień z większą szybkością, a w nocy z większą gwarancją bez pieczeństwa.

Autor artykułu daje wskazówki, jak wykonywać na nawierzchni dróg pasy rozdzielcze, które dzielą jezdnię na strefy jezdni, by nie znikaly one z biegiem czasu. W tym celu należy stosować zaprawę asfaltową odmiennego koloru, niż asfalt jezdni; wskazaniem jest również stosowanie w tym celu gwoździ specjalnego typu ze stali, aluminium i t. p.; bloki kauczukowe, stosowane w tym celu, uważa autor artykułu za niewskazane, gdyż są one mało widoczne i łatwo ulegają uszkodzeniu.

XVIII. Różne.

1. Le Genie Civil Nr. 2. — 13 lipca 1935 r. *Projekt drogi dla ruchu samochodowego pomiędzy Addis-Abeba (stolica Etiopji) a Kurmuk.*

Etiopja (Abisynja) — państwo niezależne, jest kompletnie izolowana od morza i otoczona następującymi kolonjami:

Soudan egipski, *Erytrea* włoska, *Somali* francuska, *Somali* brytyjska, *Somali* włoska oraz *Afryka Wschodnia* brytyjska (*Kenya* i *Ouganda*) i po-

siada dostęp do morza przez kolej francusko-etiopską z portu *Djibouti* na Morzu Czerwonym aż do stolicy *Etiopji* — *Addis-Abeba*.

Linja ta — długości 784 kilometrów — i o szerokości toru 1 m należy do Francji. *Addis-Abeba* znajduje się na wysokości 2370 metrów ponad poziomem morza.

Etiopja jest krajem górzystym — o powierzchni 1,100.000 km.² i składają się nań płaskowzgórza o wzniesieniu od 1600 do 2500 metrów ponad poziomem morza — z całym szeregiem grzbietów górskich, dochodzących do 4600 metrów.

Ludność wynosi 15.000.000 i czynione są duże wysiłki w kierunku udostępnienia tego państwa dla cywilizacji nowoczesnej. Komunikacja wewnątrz kraju ogranicza się do karawan wielbłądów i mułów. Wielbłądy mogą przewozić w danych warunkach 100 — 150 kg a muły około 75 kg.

Na zachodzie nawet w ten sposób komunikacja zawodzi, gdyż grasuje tu mucha „tse-tse”, uniemożliwiająca regularne korzystanie z przewozów za pomocą wielbłądów i mułów.

Wobec tego inżynier, szwajcar z pochodzenia, M. Künzler — stale zamieszkały od r. 1930 w *Addis-Abeba* — uzyskał od rządu etiopskiego koncesję na drogę, łączącą stolicę z granicą *Sudanu* egipskiego w sąsiedztwie *Niebieskiego Nilu*, który wypływa z jeziora *Tana*.

Od tego punktu granicznego *Kurmur* — mogą być już przeprowadzone drogi komunikacyjne w kierunku *Białego Nilu* i specjalnie w kierunku doliny *Sennar*, gdzie zapora, wybudowana na *Nilu Niebieskim*, pozwala na irygację plantacji bawełny. Byłoby również możliwe połączenie liniami kolejowymi w *Sudanie*.

Według informacji, ogłoszonych przez p. *Koppel'a* w numerze z dnia 15 czerwca b. r. pisma *Schweizerische Bauzeitung* — projektowana droga ma przechodzić przez miejscowość *Nekemply* i będzie miała długość 750 km. Z początku będzie ona wykonana jako ścieżka, przecinająca tereny, obfitujące w bogactwa mineralne; koncesja uprawnia do eksploatacji kopalń w pasie 30 km szerokim wzdłuż całej trasy projektowanej drogi. Koncesja ma obowiązywać przez okres czasu, wystarczający na amortyzację zainteresowanych kapitałów; przed amortyzacją kapitały te uzyskają gwarancję oprocentowania w stosunku 5% przez rząd *Etiopji*.

Ustalono, że kapitały te mają wynosić 5.000.000 franków szw., Tereny, przez które ma przechodzić trasa tej drogi, są dostępne dla ruchu kołowego w okresie suchym, lecz od lipca do października w okresie deszczów wszelki ruch kołowy jest zupełnie wykluczony.

Spadki nie mają przekraczać 6% (w wyjątkowych zaś wypadkach 8%) szerokość nawierzchni drogi ma wynosić 7 metrów w terenach zwykłych oraz 5 metrów w nasypach i wykopach. Całkowita szerokość drogi ma wynosić 20 — 30 metrów, by umożliwić składy materiałów, ustawienie słupów linii telefonicznej i t. p. Kamieniołomy bazaltowe dostarczą materiału dla nawierzchni tej drogi.

Kosztorys na sumę 5 milionów franków szwajc. przewiduje, oprócz budowy drogi, instalacje telefoniczne, specjalne stacje, zasilające samochody w materiały pędne, doprowadzenia wody i t. p. Wydaje się, że roboty te

będą zakończone w przeciągu 3 lat. Przewiduje się wyposażenie tej drogi w 10 autobusów, 30 samochodów ciężarowych i 40 przyczepek.

Projektodawcy obliczają, że przebycie 750 kilometrów na tej drodze będzie możliwe w przeciągu 3 dni, zamiast obecnie niezbędnego miesiąca na przewozy karawanami wielbłądów i mułów.

SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 sierpnia 1935 r. Stowarzyszenie liczyło 509 członków; (przybyło nowych 1 oraz przez opłacenie zaległej składki 1); zwyczajnych 505 i wspierających 4; w tem osób fizycznych 371 i osób zbiorowych 138.

Pozostałość gotówki na dzień 1.VII. 1935 r. 16356 zł. 95 gr.

Wpłynęło w lipcu 1935 r.	261 „ 20 „
Razem	16618 „ 15 „

Wydano w lipcu 1935 r.	2655 „ 63 „
--------------------------------	-------------

Pozostaje na dzień 1 sierpnia 1935 r. . . . 13962 zł 52 gr.

(w P. K. O. — 1492 zł. 13 gr., Polskim Banku Komunalnym — 11925 zł. 86 gr. i u skarbnika gotówką — 44 zł. 53 gr. i weksłami — 500 zł.).

PRZYSTĄPILI DO STOWARZYSZENIA W LIPCU 1935 R.

B. Członkowie zwyczajni.

b) osoby fizyczne.

113. Wajs Bolesław, technik — Stanisławów, Powiat. Zarząd Drogowy.

Prezes (—) *M. Nestorowicz*

Skarbnik (—) *W. Tryliński*

SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 września 1935 r. Stowarzyszenie liczyło 509 członków; zwyczajnych 505 i wspierających 4; w tem osób fizycznych 371 i osób zbiorowych 138.

Pozostałość gotówki na dzień 1.VIII. 1935 r.	13962 zł. 52 gr.
Wpłynęło w sierpniu 1935 r.	132 „ 72 „
Razem	14095 „ 24 „
Wydano w sierpniu 1935 r.	1615 „ 87 „
Pozostaje na dzień 1 września 1935 r.	12479 „ 37 „

(w P. K. O. — 174 zł. 37 gr., Polskim Banku Komunalnym 10925 zł. 86 gr. i u skarbnika gotówką 879 zł. 14 gr. i weksłami 500 zł.).

Prezes (—) *M. Nestorowicz*
 Skarbnik (—) *W. Tryliński*

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

Na dzień 1 lipca 1935 r. fundusz stypendjalny wynosił:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. 4200 dolarów
- b) gotówką. 2337 zł. 81 gr.

W lipcu potrącono przez P. K. O. za przechowanie obligacyj pożyczki stabilizacyjnej 37 „ 49 „

Na dzień 1 sierpnia 1935 pozostaje:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. 4200 dolarów
- b) gotówką 2300 zł. 32 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 cze-kowe P. K. O. Nr. 17212 na 2077 zł. 80 gr.)

Kuratorjum Fundacji.

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

Na dzień 1 sierpnia 1935 r. fundusz stypendjalny wynosił:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. 4200 dolarów
- b) gotówką 2300 zł. 32 gr.

W sierpniu wpływów i wydatków nie było, wobec czego na dzień 1 sierpnia 1935 r. fundusz wynosi:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. 4200 dolarów
- b) gotówką 2300 zł. 32 gr.

(Książeczka wkładcowa 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 2077 zł, 80 gr.)

Kuratorjum Fundacji.

SPROSTOWANIE

W zeszycie „Wiadomości Drogowe” Nr. 97—98 za kwiecień—maj 1935 r. wkraśl się błąd w podanym na str. 379 wykazie członków ustępujących ze Stowarzyszenia na skutek nieopłacenia składki członkowskiej nie jak wydrukowano za 1933 r. lecz za 1934 rok. Pozatem na teje strony zostały mylnie podane pod Nr. b. 2. 139 Biuro Zjazdów Samorządu Ziemskiego jako ustępujące na skutek nieopłacenia omawianej składki członkowskiej wtenczas, gdy wspomniane biuro przekazało wszystkie prawa i obowiązki Związkowi Powiatów R. P., który był i pozostaje nadal członkiem naszego Stowarzyszenia.

Redakcja.

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.

MASZYNY BUDOWLANE nowe i używane ale fabrycznie przeglądnięte
jakoto: betoniarki, windy i wyciągi, żurawie, wielokrążki, rolki i bloki
linowe, pompy centryfugalne i diafragmowe, silniki benzynowe, maszynki
do cięcia i gięcia żelaza betonowego oraz do klinowania drzewa. liny
stalowe, cęgi do kamieni oraz wszelkie narzędzia do kamieniołomów,
do robót drogowych i betonowych dostarcza

BIURO TECHNICZNE INŻ. JÓZEF WEINGRÜN
KRAKÓW, PL. GROBLE 19. Tel. 12145.

Wydział Powiatowy w Nowym Tomysłu, Wojew. Poznańskie ogłasza

K O N K U R S

na stanowisko technika drogowego

Wymagane kwalifikacje: 1) wykształcenie techniczne średnie
2) praca przynajmniej 5-letnia w Pow. Zarządzie Drogowym 3) oby-
watelstwo polskie.

Wynagrodzenie według grupy XII lub XI st. służb. urzęd. sa-
morząd. w zależności od kwalifikacyj.

Podanie należy skierować na ręce Przewodniczącego Wydziału
Powiatowego, do którego należy dołączyć własnoręcznie napisany ży-
ciorys, odpisy poświadczonych przez notariusza świadectw oraz inne
dokumenty osobiste.

Przewodniczący Wydziału Powiatowego:

**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 (obrazy 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, oprac-
ował 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.