

Budownictwo Stalowe *Część druga.*

Niniejszy numer „Czasopisma Technicznego“ jest drugim z rzędu zeszytem specjalnym, poświęconym zagadnieniom Budownictwa Stalowego. Przeważną część jego treści stanowią wykłady, wygłoszone w dniach 10—25 stycznia b. r. w Politechnice Warszawskiej, staraniem Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych przy poparciu Rady Stalowej i Syndykatu Hut Żelaznych.

STEFAN BRYŁA

Ekonomiczne i techniczne walory spawania konstrukcyj stalowych.

Spawanie, które w ostatnim dziesiątku lat weszło w zastosowanie w konstrukcjach stalowych i wyparło w niektórych miejscach i dziedzinach w ogromnym stopniu używane dotychczas metody łączenia konstrukcyj stalowych, zawdzięcza swój rozwój walorom, które bezspornie posiada. Gdyby ich nie miało, nie wchodziłoby w życie i to w tempie tak niezmiernie szybkim, jak żadna dotychczas metoda konstrukcji. Nawet rozwój żelbetu przed kilku dziesiątkami lat nie wykazywał takiej prędkości i takiej szybkości rozwoju.

Z pomiędzy tych walorów wybija się na pierwszy plan oszczędność na materiale, jaką się uzyskuje przy stosowaniu spawania.

W stosunku do połączeń na nity lub na śruby występuje ona bezwzględnie zawsze. Innymi słowy: konstrukcja spawana musi być lżejsza od nitowanej. Składają się na to następujące czynniki:

1. Potrzebne przekroje prętów są mniejsze. Odpadają tu przede wszystkim dziury na nity, które w konstrukcjach nitowanych powodują, że przekrój netto jest równy przekrojowi brutto zmniejszonemu o powierzchnię dziur na nity, a więc stratę materiału, wynoszącą od 10—25%. Dotyczy to prętów rozciąganych zawsze, prętów ściskanych i belek zginanych w różnym stopniu, głównie w zależności od przepisów.

2. Odpadają w zupełności albo w znacznych stopniu łączniki, które w konstrukcjach nitowanych są potrzebne przy wszystkich połączeniach. Należą tu np. blachy i przykładki przy połączeniach prętów w kierunku ich osi, kątowniki lub inne przekroje, oraz blachy węzłowe, gdy chodzi o połączenie prętów pod kątem. Podstawa słupa stalowego wykonana przy pomocy nitowania wymaga blach trapezowych, kątowników i t. p. przy konstrukcji spawanej możemy je w zupeł-

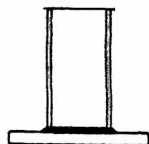
ności pominąć, umieszczając np. trzon słupa bezpośrednio na odpowiednio grubej płycie podstawowej (ryc. 1). W blachownicy nitowanej kątowniki służą wprawdzie w pewnym stopniu do zwiększenia przekroju, ale głównym ich celem jest umożliwienie połączenia pomiędzy blachami pionowymi a poziomymi, w blachownicach spawanych kątowniki są zbyteczne, a materiał może być tem samem lepiej wyzyskany (ryc. 2). Niemal wszystkie belki kratowe nitowane posiadają blachy węzłowe (fasonowe); w konstrukcjach spawanych przeważnie ich niema albo są one bez porównania mniejsze. Dołączenie dźwigarów do podciągów lub słupów wymaga odpowiednich kątowników; przy spawaniu kątowników tych niema, albo mają one znaczenie wyłącznie podrzędne montażowe, a więc waga ich jest bardzo mała.

3. Połączenia spawane pozwalają na uzyskanie ciągłości i sztywności, w sposób bardzo łatwy, podczas gdy uzyskanie tego przy konstrukcji nitowanej jest żmudne i utrudnione. Konstrukcje spawane są niemal monolityczne. Wszystko to powoduje znaczne zmniejszenie działających momentów i t. d., a w konsekwencji zmniejszenie przekrojów. Normalne połączenie dźwigarów z podciągami lub słupami wykonywa się w konstrukcji nitowanej przy pomocy kątowników. Miejsce połączenia posiada zmniejszony przekrój dźwigara, a nadto w chwili niszczenia wykazuje wygięcie i wyciągnięcie kątowników i nitów. Utwierdzenie, jakie dają nity, (śruby) jest bardzo małe — wynosi od kilku najwyżej do kilkunastu procent; na skutek zaś osłabienia przekroju belki nie można z reguły na nie wogóle liczyć i dlatego nie uwzględnia się, chyba, że wykonamy połączenie zupełnie specjalnie. Połączenie analogiczne wykonane przy pomocy spawania, wykazuje natomiast zawsze znacznie większy stopień utwierdzenia,

nawet całkowite utwierdzenie, zależnie od wielkości zastosowanych spoiw.

4. Ilość straconych części, odcinków it.d. redukuje się do minimum. W przeważnej ilości wypadków można odcinki te włączyć w jednym czy w drugim miejscu w konstrukcję. Powoduje to conajwyżej dodatkowy koszt spoiny łączącej, ale oszczędność materiału. Np. przy wykonywaniu schodów spawanych często stosuje się konstrukcję następującą (ryc. 3): dźwigar stalowy wycina się w miejscu *A* w kształt trójkąta, a przecina w miejscu *B* od góry; następnie wygina go się w *A* i zespaja również, uzyskując w ten sposób ostatecznie dźwigar jednolity, wygięty i to bez straty materiału.

5. Dobór przekrojów potrzebnych może być w konstrukcjach spawanych przeprowadzony bez porównania korzystniej niż w nitowanych. Przy nitowaniu ograniczeni jesteśmy chociażby tem, że połączenia muszą być symetryczne względem płaszczyzny więzara, musimy więc wogóle w belkach kratowych prawie wszędzie stosować przekroje podwójne. Powoduje to, że dla małych kratownic i sił działających musimy stosować np. po dwie kątowniki, chociaż naprężenia będą nieraz dochodziły tylko do ułamka naprężeń dopuszczalnych. W konstrukcji spawanej można i pasy i przekątne wykonać z jednego przekroju, np. z teówek, stosując przytem taki przekrój, jaki jest najekonomiczniejszy.



Ryc. 1.
Podstawa słupa.



Ryc. 2.
Blachownice spawane.

Dodatkowy ciężar elementów łącznikowych, jakimi są główki nitów, względnie spoiny, wynosi w konstrukcjach nitowanych 2—5%, w spawanych: 0,6—1,5%, średnio 1%.

6. Z tych wszystkich powodów zmniejsza się i ciężar własny konstrukcji, a wskutek tego w porządku wtórnym zmniejszają się również potrzebne przekroje, gdy ten ciężar własny stanowi znacznie większy ułamek obciążenia.

Oszczędność na materiale uzyskana z powodów powyższych wynosi od 15—30% w stosunku do konstrukcji nitowanych, zazwyczaj około 20%.

Jeżeli chodzi jednak o całkowity koszt konstrukcji, to musimy wziąć pod uwagę nie tylko ogólną jej wagę, ale także i koszt jednostkowy konstrukcji. Zazwyczaj koszt ten określa się przy oddawaniu konstrukcji stalowej od 1 kg. — Ustosunkowanie się zaś ceny jednostkowej konstrukcji spawanej do tejże ceny konstrukcji nitowanej waha się w zależności od tego, z jakiego rodzaju konstrukcją mamy do czynienia, z szkieletową, z blaszaną, czy z kratową. Dodać należy, że w konstrukcji spawanej zmierza się zawsze jeszcze w większym stopniu niż w nitowanej do

tego, aby o ile możności największą część robót wykonać w warsztacie, a na montażu możliwie najmniejszą. W warsztacie można bowiem ustawić elementy konstrukcji zawsze w tem położeniu, aby spawanie było jaknajwygodniejsze. Np. unika się o ile możności spawania sufitowego; w warsztacie można ułożyć elementy zawsze tak, aby go uniknąć. Na budowie musimy spawać tak, jak wymaga tego definitywne położenie spoiny. Ponadto wykonanie na budowie uzależnione jest w większym stopniu od czynników przypadkowych np. wpływów atmosferycznych.

Pozatem musimy przytem przy porównaniu cen konstrukcji obu typów liczyć się z następującymi czynnikami:

Roboty przygotowawcze, t. j. prace rysunkowe dadzą się łatwiej uskutecznić w konstrukcjach spawanych. Sam proceder rysowania nitów z dokładnym określeniem ich odstępów, wielkości blach węzłowych, odległości poszczególnych elementów, oznaczania położenia nitów rozmaicie na poszczególnych elementach, jest bez porównania żmudniejszy niż przy projektowaniu konstrukcji spawanej. Do tego dochodzi jeszcze w niektórych wypadkach konieczność niezwykle drobnozowego — na milimetry — określania długości odstępów i t. d. Wprawdzie i konstrukcje spawane muszą być obliczane na milimetry, jednakowoż wogóle dopuszczalna tolerancja jest tutaj większa, a w wielkiej ilości wypadków nieraz właśnie tam, gdzie określanie dokładnej długości jest najtrudniejsze — można podać prosto wymiary przybliżone z dokładnością nawet na kilka centymetrów; w najgorszym razie przytnie się któryś pręt na budowie acetylenem. Jako przykład przytoczę np. określenie długości wiatrownic w dachach, które muszą być wymiarowane zazwyczaj w innej płaszczyźnie niż rysunkowa. W poszczególnych wypadkach można obyć się bez rysunków szczegółowych i spawać na podstawie szkiców.

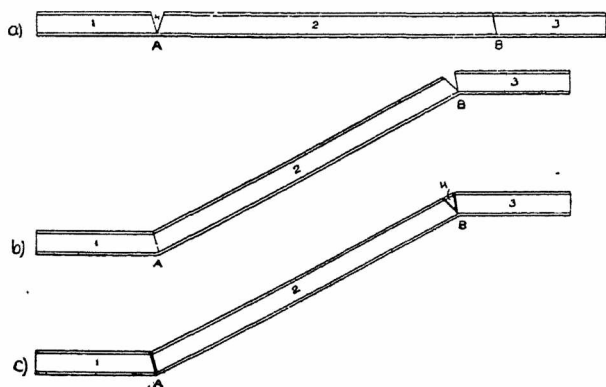
Równoległe z tem zmniejsza się wybitnie i robota warsztatowa, praca postępuje znacznie szybciej, a do wykonania konstrukcji potrzeba znacznie mniejszej ilości ludzi niż przy nitach. Inna rzecz, że muszą to być ludzie wykwalifikowani i egzaminowani w odpowiednich okresach czasu.

Musimy jednak zważyć jeszcze jeden czynnik, mianowicie potrzebne instalacje. Nie da się zaprzeczyć, że istniejące warsztaty, urządzone na nitowania, muszą się przy przejściu na spawanie dostosowywać do tego i instalować odpowiednie urządzenia. Wymaga to nowych inwestycji, które zarazem muszą być w jakimś czasie zamortyzowane. Natomiast instalacje do nitowania istnieją już i ulegają minimalnym zmianom.

To jest najważniejszym powodem, dla którego cena jednostkowa konstrukcji spawanej (1 kg) jest u nas wogóle wyższa od takiejże ceny konstrukcji nitowanej. Zresztą najzupełniej niesłusznie, gdyż wyżej podane powody, poza nowymi instalacjami, prowadzą raczej do rezultatów wręcz odmiennych. Różnica ceny jest jednakowoż coraz mniejsza i w miarę dostosowywania się warsztatów do nowego systemu produkcji, zmienia się na korzyść konstrukcji spawanej. Wynosi ona u nas obecnie średnio ok. 5% na korzyść

konstrukcji nitowanej¹⁾. Jeżeli uwzględnimy jednak oszczędność na wadze, to dojdziemy do rezultatu, że konstrukcja spawana będzie zawsze tańsza od nitowanej (oczywiście dobrze zaprojektowana). Wszystkie te konstrukcje spawane wykonane w ostatnich kilku latach w Polsce były oddane jako tańsze od nitowanych. W warsztatach konstrukcyjno-spawalniczych należycie zorganizowanych i uposażonych cena jednostkowa już dzisiaj wypada niższa przy spawaniu, a wtedy oszczędność własna przy zastosowaniu konstrukcji spawanej w koszcie ogólnym dochodzi do 15% i wyżej.

Niektóre warsztaty nie stosują jeszcze chętnie spawania na budowie. Powodem tego jest nie tyle niepewność co do dobroci wykonania na budowie, co niedostosowanie się ich należyte do montażu spawanego. Prowadzi to do typu konstrukcji spawanej na warsztacie a nitowanej na budowie, co daje oszczędność pośrednią. Dobry warsztat, posiadający odpowiednie urządzenia i odpowiedni personel, nie będzie się napewno obawiał spawania na montażu. Dowodzi tego cały szereg konstrukcji, wykonany zagranicą i w Polsce, z których przeważna część jest spawana w całości, a tylko mały odsetek nitowany na montażu. Doskonałe rezultaty, otrzymane przy tych budowlach, dają pewność, że przy dobrej firmie wykonywającej, nie potrzeba się obawiać spawania montażowego, oraz, że konstrukcja typu mieszanego, spawano-nitowanego zupełnie zniknie w najbliższym czasie.



Ryc. 3.
Wykonanie półki schodowego.

Inne korzyści spawania konstrukcji stalowych są następujące:

Spawanie można wykonać w warunkach, w których nitowanie może nie być wykonalne. Np. przy budowie magazynu Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie (1934), konieczny był przekrój słupów skrzynkowy zamknięty o ścianach zupełnie gładkich. Zastosowano przeto przekrój spawany, podany na ryc. 4; ani taki, ani jakkolwiek inny typ nitowany, któryby spełniał te warunki, jest nie do pomyślenia.

¹⁾ Różnica ta waha się zależnie od urządzeń i przystosowania warsztatu. Dla warsztatów posiadających dobrą organizację i instalacje spawalnicze, cena jednostkowa konstrukcji spawanej już dziś jest w wewnętrznej kalkulacji niższa od takiejże ceny konstrukcji nitowanej.

Wszelkie przeróbki, wzmocnienia i t.d. są znacznie łatwiejsze i prostsze; nie przeszkadzają tu bowiem zupełnie główki nitów, łączniki i t.d.

Jakiegokolwiek niedokładności, które okażą się na montażu, mają znacznie mniejsze znaczenie, niż w konstrukcjach nitowanych. Przesunięcia odpowiadających sobie otworów nitowych, np. w pasie i w blasze węzłowej, spotykane bardzo często, powodują konieczność naciągania przekrojów i wywołania tem samym naprężeń montażowych, które niejednokrotnie są bardzo znaczne. W konstrukcjach spawanych niedokładność przycięcia prętów wpływa bardzo mało lub zupełnie nic. Naprężenia zaś termiczne, jakie powstają przy spawaniu, są wogóle mniejsze od naprężeń montażowych.

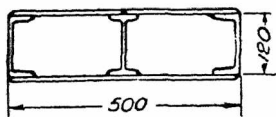
Wreszcie — w miastach rzecz bardzo ważna — wykonywanie konstrukcji bez hałasu, jaki przy nitarkach występuje, jest dalszą zaletą spawania. Jest to powód, dla którego np. przy budowie P. K. O. w Warszawie zastosowano spawanie, gdyż praca biurowa w przylegających częściach budynku musiała być utrzymana przez cały czas.

Niezależnie od powyższych walorów należy zaznaczyć, że w miejsce dawniej stosowanych odlewów (np. łożysk, przegubów i t.d.), wchodzi również dziś — podobnie jak w budowie maszyn — elementy spawane z blach i płyt, przez co odpada kłopotliwa potrzeba odlewania niewielkich części w warsztacie czy na budowie.

Spawanie nie weszłoby w życie, gdyby przy wspomnianych powyżej walorach ekonomicznych i wykonawczych, nie miało ono odpowiednich walorów wytrzymałościowych.

Należyte wykonane połączenie spawane jest jednak wytrzymalsze od połączenia nitowanego, równie należyte wykonane, obliczonego na podstawie tych samych przyjęć i przepisów, ponadto zaś w razie potrzeby połączenie to można zawsze wykonać „jeszcze mocniej“, zwiększając spoiny i konstruując odpowiednio przylegające partje elementu łączonego. Wskazują na to dobitnie przykłady elementów konstrukcyjnych, łamanych aż do zniszczenia, wykonywane nawet już 8 i 10 lat temu, a więc w początkach spawania konstrukcyjnego. Już podówczas okazało się np., że rama wedle ryc. 5 wykonana przy pomocy spawania, łamie się znacznie później, niż w wykonaniu nitowanym i to nie przez pęknięcie spoin, ale przez wygięcie belki, gdy w nitowanym pękają połączenia nitowane. Od tego czasu technika spawania, metody wykonywania, przyrządy do spawania, elektrody, postąpiły niezmiernie naprzód. Ktokolwiek więc powołuje się na dawne rezultaty (nieraz zresztą również bardzo dobre), z przed kilku lat, to tak, jak gdyby w żelbecie chciał opierać się na doświadczeniach z lat osiemdziesiątych, a w konstrukcjach nitowanych z połowy ubiegłego wieku. Plość doświadczeń poczynionych w tych dziesięciu latach z konstrukcjami spawanymi we wszystkich nieomal państwach świata, jest tak ogromna, że nie może się z nią równać ilość doświadczeń, wyko-

nywanych przez długie dziesiątki lat z konstrukcjami nitowanymi. Dlatego musi się bacznie śledzić ogromną literaturę techniczną, aby, zajmując się spawaniem, orjentować się w niem należycie. A właśnie wszystkie doświadczenia ostatnich lat stwierdzają, że połączenia spawane górują nad nitowanymi swoją mocą i wytrzymałością. Oczywiście przy racjonalnym zaprojektowaniu i dobrym wykonaniu. Jakość połączeń spawanych podobnie jak jakość betonu zależy bowiem przede wszystkim od wykonania. Musi się na nią położyć nacisk jaknajwiększy. Jeżeli spawanie wykonano się źle, to rezultaty dobre być nie mogą. Wyłącznie odpowiedzialne firmy, mające należyte instalacje i wyszkolony personel mogą wykonywać spawanie. Tego zresztą wymagają wszystkie przepisy.



Ryc. 4.

Przekrój słupa w magazynie Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie.

Większa wytrzymałość dobrze wykonanych połączeń spawanych, spowodowana jest możliwością skontrolowania połączenia w dowolnym miejscu, dostosowania się do wymogów konstrukcji, oraz do sił działających, większą, niż w konstrukcjach nitowanych.

Jeszcze dziś podnoszone są zarzuty przeciw spawaniu konstrukcji stalowych, które koncentrują się głównie w kierunku „braku należytej kontroli“ i „naprężeń i odkształceń termicznych“. Ktokolwiek na te zarzuty spojrzysz głębiej i nieuprzedzony, ten łatwo wyczuje ich niesłuszność. Istnieje wiele sposobów badania jakości spoin, m. in. niektóre bardzo proste, ale wogóle nie stosuje się ich, gdyż próby spawaczy i próby elektrod, wykonywane systematycznie, dają najzupełniej wystarczającą gwarancję wykonania. Zachodzi tu to samo, co w konstrukcjach żelbetonowych, których również nie bada się inaczej, jak tylko przy pomocy prób betonu, wykonywanych na budowie. A jeżeli chodzi o konstrukcje nitowane, to badanie nitów przy pomocy młotka, nie jest żadnym badaniem wytrzymałościowym. Konstrukcje nitowane mają za sobą setkę lat istnienia, ale nigdy nie były tak badane, jak pragnie się nieraz badać i jak czasem bada się konstrukcje spawane.

inż. PAWEŁ JAKOWLEW

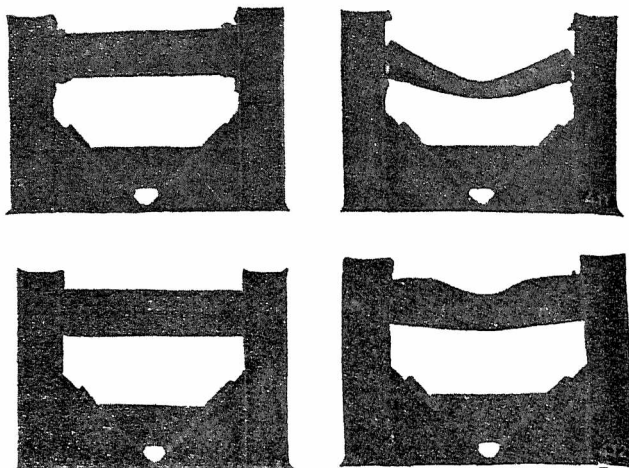
Organizacja budowy domów o szkieletie stalowym.

Wstęp.

Na początku każdej rzeczy materialnej, stworzonej zarówno przez naturę jak i przez człowieka, — jest myśl. Sama rzecz jest tylko materializacją myśli twórczej.

Każda budowa powstaje i kształtuje się pod działaniem myśli trojkiego rodzaju: 1) jak ma

Co dotyczy zaś naprężeń i odkształceń termicznych, to te ostatnie zależą przede wszystkim od systemu spawania. Należy zawsze wybrać za-



Ryc. 5.

Próby połączeń nitowanych i spawanych na uderzenie. Połączenie nitowane uległo zniszczeniu przy 27 tonnach, przyciętym łączniki i nitki zostały zniszczone, natomiast połączenie spawane przy 41,7 tonnach nie wykazało żadnych pęknięć spoin (doświadczenia w Malines w Belgji).

tem najodpowiedniejszy, taki, który gwarantując największą wytrzymałość, da zarazem najmniejsze napięcia i odkształcenia. Odkształceniami termicznymi nie trzeba się zbyt iluzjonować. Wkładki w betonie też nie leżą tak regularnie, jak je na rysunku zaprojektowano i nikt położenia ich nie może skontrolować. Konstrukcje nitowane „dociąga“ się nieraz na montażu, a nawet profile walcowane nie są tak czyste, jak na rysunku; — wiadomo przecież, że kształtówki tych samych numerów różnią się od siebie nieraz znacznie, co znaczy w konsekwencji więcej, niż małe odkształcenie termiczne przy spawaniu. Zresztą, stosując odpowiednie środki, można się uchronić nawet od odkształceń w tych samych granicach, co w konstrukcjach nitowanych, zazwyczaj jednak nie jest to potrzebne. Bo konstrukcje inżynierskie nie są robotą jubilerską; one mają być przede wszystkim odpowiednio silne.

Gdy zważymy te wszystkie zalety spawania i porównamy je z wadami tegoż, zrozumiemy łatwo przyczyny tak szybkiego rozszerzania się konstrukcji spawanych. Nie trzeba być wcale prorokiem, aby być pewnym, że w niem jest przyszłość budownictwa stalowego i to już w najbliższym czasie.

wyglądać budowla, 2) ile będzie kosztować i 3) jak ją wykonać.

Pierwsze stadium materializacji 1-szej myśli jest projekt w 3-ch postaciach: projekt architektoniczny, konstrukcyjny i instalacyjny. Myśl o koszcie budowy realizuje się w postaci kosztorysu, planu finansowania i rozrachunków.

I wreszcie 3-cia myśl, — organizacja robót, — obejmuje również 3 dziedziny: czas, przestrzeń i personel.

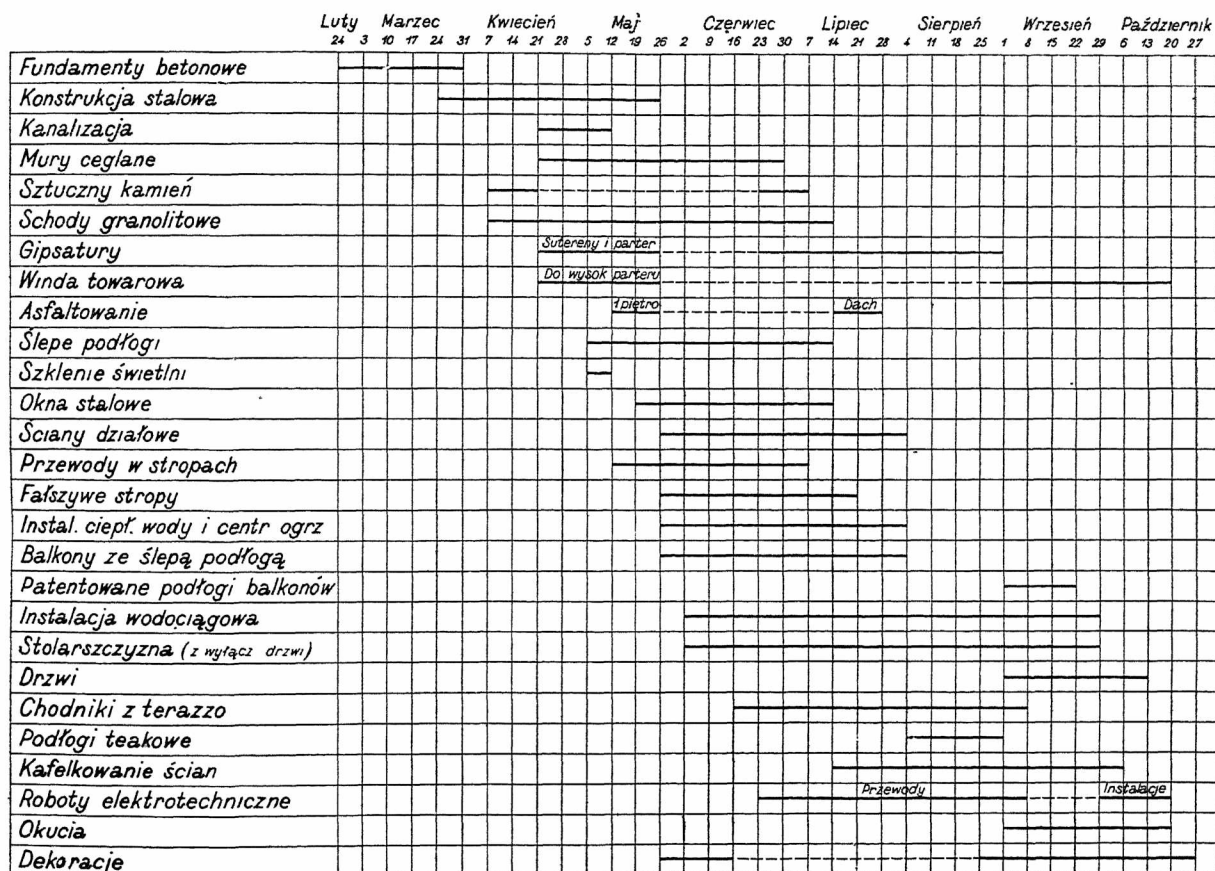
Stosując się do tego podziału, rozpatrzmy pokolei:

1. rozplanowanie robót w czasie, czyli program, ustalający terminy rozpoczęcia i ukończenia różnych robót, jak również terminy zamówień i dostaw materiałów,
2. rozplanowanie robót w przestrzeni, a więc plan rusztowań, wind i wszelkich urządzeń pomocniczych i
3. rozplanowanie pracy i podziału funkcji personelu technicznego.

różnych piętrach jednocześnie, „równolegle“ prawie wszystkich robót budowlanych. Podczas gdy górne piętra jeszcze się montują, o parę pięter niżej betonuje się stropy i schody, jeszcze niżej muruje się ściany, zakłada się instalacje, dalej się tynkuje i t. d. i t. d.

Ta właśnie równoległość robót umożliwia wybudowanie:

W r. 1928 Domu Handlowego w Los Angeles, 9 pięter w 3 miesiące; w r. 1929 Mc. Graw - Hill Building w Chicago, 16 pięter w 8 miesięcy; w r. 1929 Zarząd Wodociągów w Detroit, 20 pięter w 7 miesięcy; w r. 1931 Mc. Graw - Hill Bldg w N. Yorku, 33 pięter w 12 miesięcy; w r. 1929 Lincoln Building w N. Yorku, 53 piętra w 16



Ryc. 1.

Typowy wykres postępu robót. (Budowa szpitala okulistycznego przy Caroline Street w Londynie).

Dwa systemy budowy: stary i nowy.

Konieczność posiadania takiego planu robót jeszcze w większym stopniu dotyczy budowli stalowo-szkieletowych, które, stanowiąc nową epokę w dziedzinie konstrukcji, dały również początek zupełnie nowej organizacji budowy, pozwalającej wykonywać gmachy kolosalnej wielkości w nieprawdopodobnie krótkim czasie. zasadnicza różnica 2-ech systemów, starego i nowego, polega na tym, że dotychczas roboty budowlane musiały postępować kolejno, „szeregowo“, jedna za drugą. Stropów, schodów, ani żadnych instalacji niepodobna było zaczynać, zanim się nie ukończyło wszystkich murów. Podczas gdy dzisiaj szkielet stalowy, który można montować o każdej porze roku, sam stanowi rusztowanie, dające możność prowadzenia na

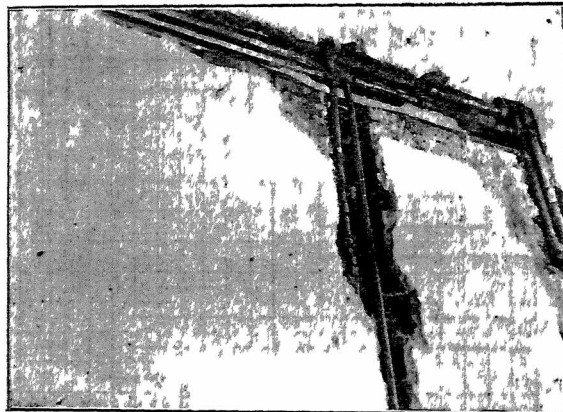
miesiące; w r. 1930 Manhattan Building w N. Yorku, 71 pięter w 9 miesięcy; w r. 1931 Empire State Building w N. Yorku, 102 piętra w 15 miesięcy — w dodatku przy pracy tylko na 1 zmianę i tylko w ciągu 5 dni w tygodniu.

I. Program robót.

Dla prowadzenia czasem kilkadziesiątu różnych robót jednocześnie, posiadanie szczegółowego programu robót, gruntownie przemyślanego i opracowanego tak drobiazgowo, jak kolejowy rozkład jazdy, jest kwestią bezsprzecznie najistotniejszą, można powiedzieć, kwintesencją całego przedsięwzięcia.

Na wykresie 1 pokazany jest program budowy gmachu Ophtalmic Hospital w Londynie (całkowity czas budowy — 8 miesięcy).

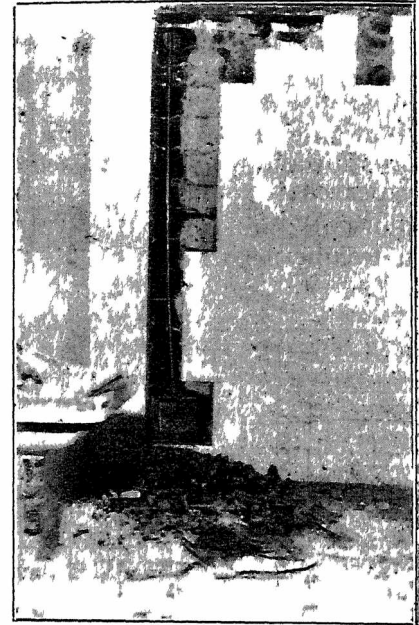
Na szczególną uwagę zasługuje fakt, że (1) niektóre instalacje, jak np. kanalizacja, wentylacja i windy rozpoczynają się zwykle zaraz po rozpoczęciu betonowania stropów, a czasem nawet i jednocześnie, zupełnie nie czekając na wykończenie murów, jak to się zwykle dotąd u nas praktykuje. (2) Ścianki działowe muruje się jednocześnie ze ścianami zewnętrznymi, a czasem nawet jeszcze przedtem. (3) Tynkowanie rozpoczyna się w kilka tygodni po wymurowaniu ścian i ustawieniu futryn, a nie odkłada się do następnego lata, jak to u nas jest w zwyczaju. (4) Żadne instalacje, nawet w razie ich opóźnienia, nie wstrzymują tynkowania, ponieważ wszystkie rurociągi są schowane w specjalnych wnękach i kanałach, przewidzianych w murze. (5) Ścianki działowe albo się stawia odrazu według planu, albo się ich nie stawia wcale, pozostawiając ich rozkład do decyzji przyszłych lokatorów, ale w żadnym razie kwestja ścianek nie musi być przyczyną nawet chwilowego wstrzymania tynkowania tych pomieszczeń. (6) Barbarzyńskie kucie niezliczonej ilości dziur i bródz w murach i stropach dla przeprowadzenia instalacji (Ryc. 2 i 3) i powstające stąd całe



Ryc. 2.

góry, całe pociągi gruzu — prawdziwa plaga naszego budownictwa — jest tutaj nie do pomysłenia. Przekreśliłoby to zupełnie cały tak mozolnie i precyzyjnie opracowany program robót. (7) Nieprzewidziane w projekcie nadbudówki, czasem nawet nadbudowa całych pięter, poszerzenia i pogłębienia suterenu, przestawianie okien i drzwi i całych ścian, poszerzenie, pogłębienie i podwyższenie różnych wnęk i t. p., jednym słowem wszelkie zmiany w projekcie, dokonywane już w trakcie robót, są drugą plagą, wprowadzającą zamieszanie na budowie. (8) Trzecią plagą jest wadliwy system, a jeszcze gorzej — brak systemu zlecenia robót przedsiębiorcom. A więc przede wszystkim: zwleknięcie z wydawaniem zamówień, np. zlecenie robót murarskich w lecie zamiast przed wiosną, lub tynków dopiero w zimie, zamiast latem lub wiosną i t. d., następnie — (9) zlecenie poszczególnym przedsiębiorcom nie odrazu całości robót danego działu, lecz ratami, np. roboty podłogowe, sztukatorskie i marmurowe dopiero w kilka miesięcy po oddaniu temuż przedsiębiorcy robót murarskich i betonowych, a roboty izola-

cyjne — jeszcze później, w innym terminie. W obu wypadkach traci się drogocenny czas i nie rozwija się pełnego tempa. Zamiast systemu robót równoległych, mamy tu w znowu system szeregowy.



Ryc. 3.

(10) Trzecim z kolei błędem jest oddawanie robót zbyt wielkiej liczbie przedsiębiorców, wtedy kierownictwo budowy zajęte jest administracją handlową, a nie właściwym kierownictwem technicznym. Poza to racjonalnym i słusznym jest podporządkowanie kilku pomniejszych przedsiębiorców jednemu przedsiębiorcy, który ma w swoim posiedzeniu windę, pakamerę, wodociąg, czasowe oświetlenie elektryczne, pomocnika, zawołanie, ogrodzenie, bramy, dozór nad placem budowy.

W budownictwie amerykańskim, jak i u nas w kolejnictwie i budownictwie skowem, a więc instytucjach, posiadających doświadczenie w dziedzinie zlecenia robót, jest zwyczaj oddawania całości robót jednemu generalnemu przedsiębiorcy, który potrafi sam dzielić poszczególne roboty pomiędzy poszczególnych przedsiębiorców. Ciężkie zadanie koordynacji tych przedsiębiorców przechodzi wtedy na generalnego przedsiębiorcy, a biuro generalnego architekta ma wtedy więcej czasu na techniczny nadzór, kontrolowanie i dopilnowanie wszystkich robót, czyli staje się tym organem administracyjnym, ale kontrolującym.

(11) Czwartym błędem zlecaniodawcy jest oddawanie niektórych robót rozrzuconym, np. luźno leżące belki żelazne, drobne konstrukcje betonowe i żelbetowe, siatkowanie rur podwieszonych sufitów, osadzenia różnorodnych pudełek instalacyjnych, rozet, haków, lustrad i t. p. — nie w formie większych zamówień, lecz w formie niezliczonego mnóstwa drobnych zleceń, wydawanych

rywczu, z dnia na dzień. Podobno na jednej budowie wydawano po 200 zleceń miesięcznie, czyli średnio co godzina nowe zlecenie. W tych warunkach biuro przedsiębiorcy nie może pracować planowo i oszczędnie, nie może od razu zakupić całego materiału hurtowo, a personel jego zmuszony jest do pracy dorywczej i nerwowej. Pochodzi to przeważnie z braku szczegółowych wykazów robót i braku pełnego i dokładnego kosztorysu, którego przygotowanie jest możliwe oczywiście tylko wtedy, kiedy projekt jest opracowany bardzo starannie do najdrobniejszych szczegółów jeszcze przed przystąpieniem do budowy.

Projekt szczegółowy.

Niekiedy, wobec zgóry przez właścicieli gmachu zadanych terminów, architekci bywają zmuszeni do rozpoczęcia robót, nie czekając na ostateczne wykończenie projektu, rysunków, szczegółowych wykazów materiałów. Jest to 4-ta plaga, najgroźniejsza, bo jest ona zarazem przyczyną, wywołującą wszystkie inne plagi, wspomniane poprzednio. Projektujemy prawie zawsze w atmosferze gorączkowego pośpiechu, jak na pożar, pracując często nocami i tak przez parę miesięcy, a budowa pomimo to ciągnie się dobrych parę lub kilka lat.

W Ameryce jest odwrotnie: opracowanie projektu każdej większej budowli szkieletowej przez cały sztab architektów, konstruktorów i instalatorów trwa około roku, ale zato budowę wykonuje się w kilka miesięcy.

Projekt szczegółowy musi się składać nie tylko z kompletu dokładnie wymiarowanych, sprawdzonych, wszechstronnie uzgodnionych rysunków, ale i z całego szeregu szczegółowych wykazów, grupujących owe rozpylone po całej budowie drobne robótki, jak luźne belki żelazne, drobne konstrukcje z betonu i żelbetu i siatki rozciąganej, tak ażeby przedsiębiorca zawczasu mógł się zorientować w całości robót, które mógłby wykonać od razu lub przynajmniej zachować jaką taką ciągłość pracy. Wszelkie załamania tej ciągłości zatrudnienia, ciągłe redukcje i ponowne przyjęcia robotników, a nawet i personelu technicznego — oto jeszcze jedna plaga na dzisiejszych budowach, która obniża wydajność robót do minimum.

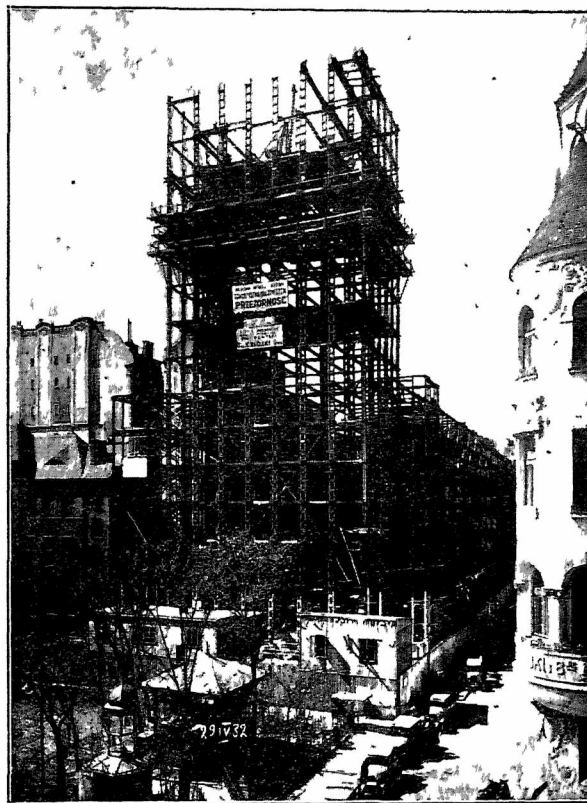
Z tego wszystkiego widzimy, że, o ile organizacja budowy domu o szkielecie stalowym ma dać jakiegokolwiek rezultaty, musi ona działać od początku, przy projektowaniu. Inaczej naprawdę niema o czym mówić. Dalej widzimy, że projektujący muszą dać z siebie coś więcej, niż tego wymagają zwyczajnie dotychczasowe. Architekt zatem, prócz syntezy, jaką jest projektowanie rzutów i elewacji, musi dobrze przysiedzieć fałdów przy drobiazgowej analizie wszystkich szczegółów. Natomiast wszystkie prace analityczne inżynierów - konstruktorów i instalatorów muszą być zakończone w formie syntetycznej, w formie właśnie owych wykazów, grupujących i komasujących wszystkie możliwe roboty.

II. Urządzenia pomocnicze i metody pracy.

1. Montaż szkieletu.

Montaż szkieletu stalowego odbywa się przy pomocy żórawi elektrycznych, t. zw. derricków, a przy mniejszych wysokościach zapomocą kaffarów i zwykłych ręcznych dźwigarek budowlanych.

Montaż 14-piętrowego szkieletu w Katowicach o wadze 500 tonn był wykonany przy pomocy 4 derricków w ciągu 3 miesięcy. W Warszawie 575 tonn wieży 16-piętrowego gmachu Prudential ustawiono przy pomocy tylko 1 derricka o sile 30 HP w 2 miesiące. Składanie 1-go piętra trwało średnio 3 dni. Nitowanie i spawanie ukończono miesiąc później, razem więc w 3 miesiące. Część 5-piętrową zmontowano żórawiami ręcznymi również w 3 miesiące. Montaż i całą budowę wykonała f. K. Rudzki i S-ka.



Ryc. 4.

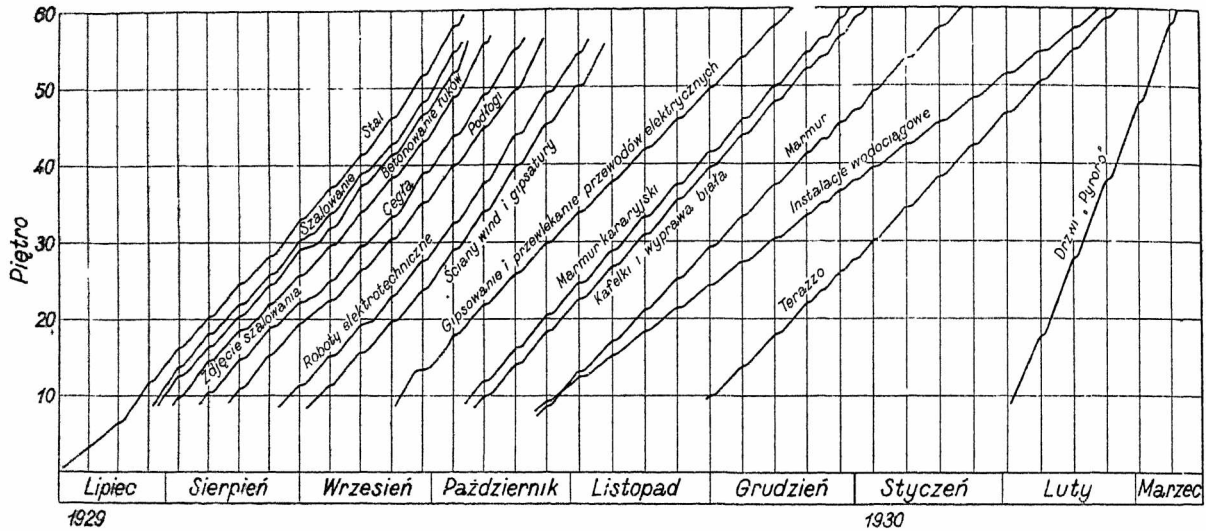
Fot. montażu gmachu „Prudential“.

Derrick umieszczony był na drewnianym pomoście nad (pustą jeszcze) główną klatką schodową. Słupy żelazne dostarczano z fabryki w długościach 2-piętrowych. W ten sposób montowano od razu po 2 piętra, poczem derrick zapomocą 4-ch dźwigarek podnoszono o dwa piętra wyżej. W Ameryce robi się to w ten sposób, że jeden derrick podnosi drugi i tak dalej naprzemian. W ślad za montażem, o 2 piętra niżej, szło nitowanie przy pomocy młotków elektro-pneumatycznych, a dalej elektryczne spawanie wiatrownic. Przy montażu wieży 14 m × 21 m zatrudnionych było 20 składaczy, 20 cieśli i 20 ludzi przy nitowaniu i spawaniu.

Prawo rytmu.

Przeglądając wykresy postępu robót, widzimy, że w wypadkach najciekawszych, w wypadkach najbardziej imponującej sprawności i szybkości budowy, jak np. przy budowie 71-piętrowego Manhattan Building, wszystkie, a przynajmniej główne roboty postępują równolegle nie tylko w przestrzeni, ale i w czasie, czyli

nie daje żadnego efektu, o ile wszystkie inne, następne, z jakichkolwiek powodów nie mogą być przyspieszone również. Gdybyśmy przy budowie Prudential House użyli 2-ch dźwigów zamiast jednego, moglibyśmy montować 2 razy prędej, czyli 1 1/2 dnia 1 piętro, a więc prawie że z „amerykańską“ szybkością, ale cóż z tego, kiedy murować 1 piętro krócej niż 3 dni, przy dzisiejszych



Ryc. 5. Plan postępu robót przy budowie gmachu Manhattan Company.

że są nie tylko w harmonii pomiędzy sobą, ale i mają wyraźny rytm, wspólny rytm. Podobną równoległość, świadczącą o natrafieniu na właściwy rytm, można było obserwować w 1-ym roku budowy 16-piętrowego gmachu Prudential, mianowicie przy montażu, obmurowaniu i obetonowaniu szkieletu, wykonaniu stropów i betonowaniu schodów.

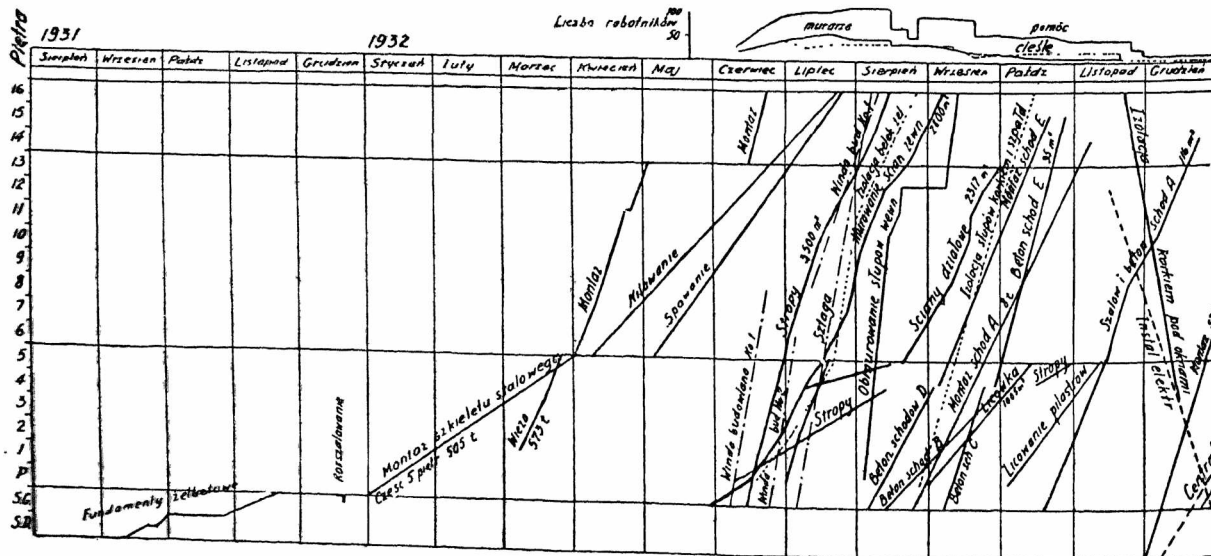
Naturalne prawo rytmu daje się odczuć jeszcze i w tem, że zwolnienie tempa jednej roboty zatrzymuje wszystkie inne, po niej następujące. Natomiast przyspieszenie jednej z robót

naszych, bardzo prymitywnych metodach pracy, byłoby trudno.

Zależność terminów.

Terminy początku i końca montażu zależne są od 3-ch rzeczy: 1) od czasu potrzebnego na przygotowanie ogólnego projektu konstrukcji i obliczenia szczegółowego kilku dolnych pięter, 2) od czasu walcowania profili w hutach i 3) wykonania konstrukcji w warsztatach.

Całkowity szczegółowy projekt konstrukcji 16-piętrowego Prudential House został wyko-



Ryc. 6 a.

Postęp robót przy budowie

nany przez firmę K. Rudzki (pod kierownictwem prof. Bryły) w 6 miesięcy, przyczem już w 6 tygodni po rozpoczęciu wysłane były pierwsze zamówienia do hut. W 7 tygodni później pierwsze słupy parteru były dostarczone na budowę i rozpoczęto montaż (p. Wykres postępu robót w Prudential). Od tej chwili projektowanie, dostawa i montaż postępowały równolegle, w jednym i tem samym tempie.

Przy budowie małych domów o szkielecie stalowym, oczywiście, wszystkie terminy są krótsze: na projektowanie wystarcza 1—2 tygodnie, walcowanie odpada zupełnie, o ile chodzi o niewielką ilość żelaza, które można dostać ze składów, na obróbkę w warsztatach trzeba liczyć około 4 tygodni, na montaż i całkowite wykończenie domu — około 1 miesiąca.

2. Rozbiórka starych murów.

Derriki montażowe używane są również do rozbiórki starych murów w celu oczyszczenia placu pod budowę. Przy rozbiórce starych fundamentów, dla budowy domu stalowego Savoy Plaza Hotel w New Yorku, wobec braku miejsca, zgrupowano po 4 derriki razem i ustawiono je na 2 platformach o wym. 11 m × 11 m. Wszystkie derriki ładują gruz do wielkiego leja, ustawionego pośrodku placu nad pomostem dla ciężarówek. W ten sposób ciągłość pracy derrików jest niezależniona od przerw, spowodowanych podjeżdżającymi i odjeżdżającymi samochodami.

3. Obudowa szkieletu. Stropy, schody.

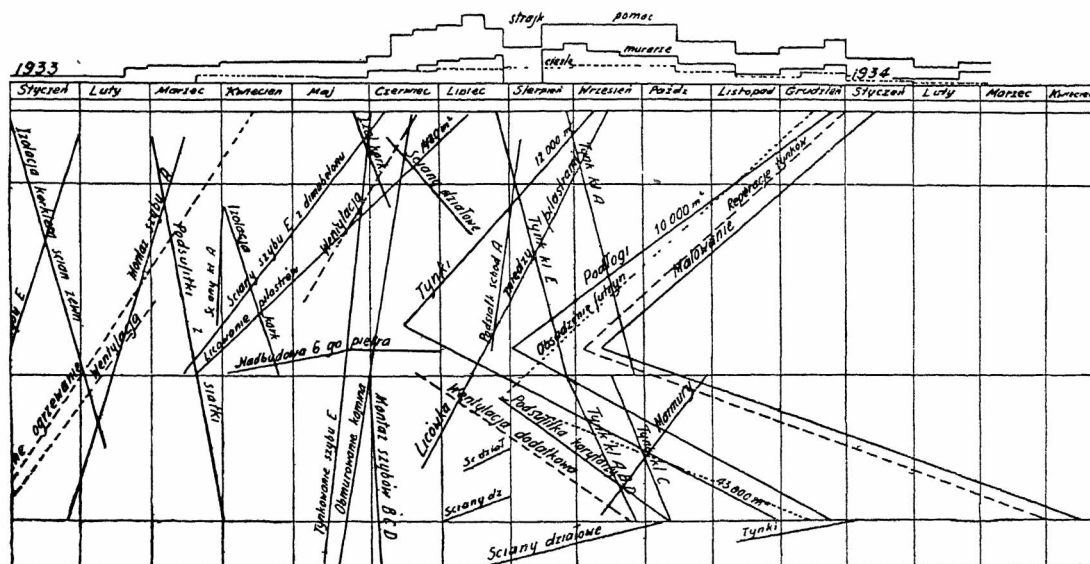
W tydzień lub dwa tygodnie po rozpoczęciu montażu można już przystąpić do betonowania stropów i schodów, postępując stale o 1—2 piętra za nitowaniem. W ten sposób od samego początku budowy ruch pieszcy może się odbywać po gotowych schodach betonowych. Wobec tego zbytecznym jest budowanie kosztownych sztag dla murarzy.

4. Obetonowanie szkieletu.

Obetonowanie szkieletu wykonywa się albo z pomocą osiatkowania i torkretowania, przed obmurowaniem, lub też zwykłym sposobem, jednocześnie z murowaniem ścian zewnętrznych, szalując tylko jedną stronę, wewnętrzną. W drapaczu w Katowicach zastosowano 1-szy sposób, w Warszawie — 2-gi sposób. Podciąg skrzynkowe, t.j. zamknięte ze wszystkich 4-ch stron powinny posiadać specjalne otwory do wlewania betonu. Otwory te zamyka się potem przy pomocy spawania. Przy większych ilościach betonu opłaca się urządzenie ładowania kruszywa w ten sposób, że kruszywo wyładowuje się z wozów do 2-ch drewnianych, obitych wewnątrz blachą, silosów. Przez otwarcie zasuwy kruszywo wysypuje się na taczki lub wprost do betoniarki. Dla wjazdu wozów z ulicy na górny poziom silosów robi się pochyły drewniany pomost. Całe urządzenie powinno kosztować nie więcej, niż kilka % kosztu samego betonu. Dla zmniejszenia wysokości i długości tego pomostu betoniarkę i silosy ustawia się w suterenie pod pozostawionym w tym celu otworem w stropie. Naturalnie, w tym wypadku winda robocza musi również dochodzić do suterenu. Przewożenie betonu odbywa się taczkami lub wózkami 2-kołowymi.

5. Obmurowanie szkieletu. Rusztowania.

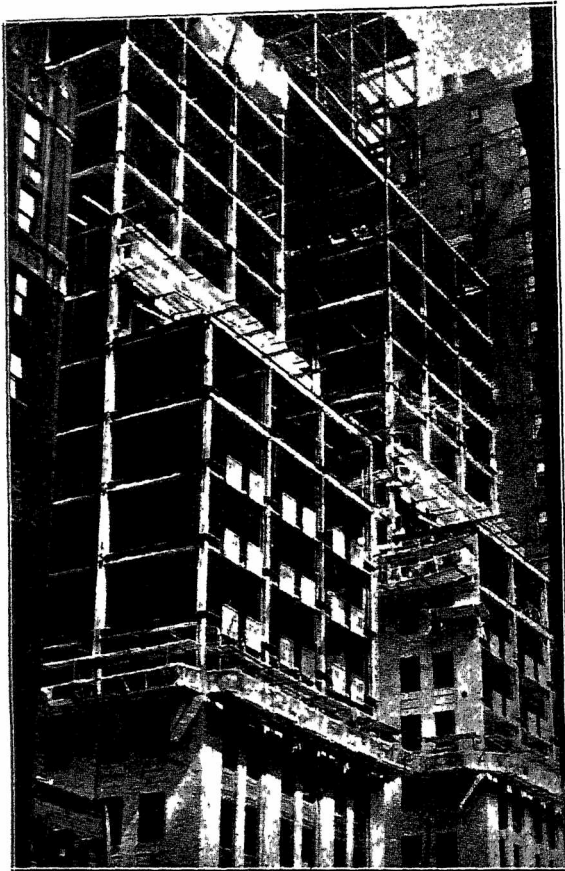
Murowanie ścian najlepiej jest wykonywać jednocześnie z licowaniem fasady, (p. rys. 7 53-piętrowy Lincoln Bldg.), gdyż wykorzystuje się jednocześnie rusztowanie; aczkolwiek zasadniczo muruje się od wewnątrz, z gotowych stropów, a licuje się z rusztowań zewnętrznych, to jednak murowanie górnych części ściany nad oknami i szpałdowanie podciągów frontowych wymaga rusztowań od zewnątrz. A prócz tego sposób ten pozwala na łatwiejsze zakładanie ankrów i klamer dla licówki, bez potrzeby wykonywania dziur w murze. W budowlach szkieletowych, przy większej ilości pięter używa się wy-



Ryc. 6 b.

gmachu „Prudential” w Warszawie.

łącznie rusztowań wiszących, które już przy 6-u piętrach kalkuluja się lepiej, niż rusztowania stojące.



Ryc. 7.
53-piętrowy Lincoln Bldg.

Ryc. przedstawiają rusztowania typu amerykańskiego, użyte przy budowie Prudential w Warszawie¹⁾.

6. Windy budowlane.

Transport pionowy przy budowie domów stalowych, a szczególnie wysokich, jest tem, czem jest puls dla człowieka. Zatrzymanie wind — to zatrzymanie całej budowy. Ważną i niełatwą kwestją jest rozmieszczenie wind. Najwłaściwszym miejscem są oczywiście szyby, przeznaczone dla wind stałych. Windy towarowe i część osobowych montuje się zwykle już w pierwszym okresie budowy, wobec czego do użytku przedsiębiorców pozostaje tylko część szybów osobowych. Ponieważ liczba tych szybów nigdy nie wystarcza dla celów budowlanych, reszta wind musi być ustawiona nazewnątrz gmachu. Powyżej kilkunastu pięter konstrukcja zewnętrznej wieży drewnianej staje się już bardzo ryzykowna ze względu na możliwość wybożenia i trudność usztywnienia. Wobec tego szyby te buduje się w konstrukcji stalowej, kratowej, składanej z rur.

Po zmontowaniu 1-ej serji wind stałych, windy towarowe zwykle oddaje się do użytku

¹⁾ Opis szczegółowy tych rusztowań — p. art. inż. P. Jakowlewa w „Przegl. Bud.“ Nr. 2 r. 1934.

przedsiębiorcy, poczem windy tymczasowe wewnętrzne rozbiera się, aby ustąpić miejsca dla montażu stałych wind osobowych 2-ej serji. Przy budowie 33-piętrowego Mc Graw Hill Bldg pierwsza winda stała była puszczona w ruch tego samego dnia, w którym ukończono montaż szkieletu.

Przy budowie 16-piętrowej części Prudential House w Warszawie, zainstalowane były 2 windy towarowe (nie licząc derricka montażowego): jedna wewnętrzna, 0,5-tonowa, dla betonowania stropów i druga — zewnętrzna, 1-tonowa, dla ogólnego użytku, obie o szybkości 45 m/min. Jazda windy na 16-te piętro trwała 1½ minuty. Ruch wind regulowano zapomocą kompletu dzwonek elektrycznych i 4-ch telefonów. W części 6-piętrowej ustawiono jedną windę zewnętrzną 1-tonową, o szybkości 22,5 m/min, wyłącznie dla robót murarskich²⁾ i drugą, ręczną, dla stropów. Wysokość 16 pięter jest mniej więcej tą granicą, powyżej której staje się konieczne przystosowanie wind towarowych również i do ruchu osobowego.

Przy budowie 71-piętrowego Manhattan Bldg o wymiarach w planie 45 × 60 m funkcjonowało 11 wind budowlanych towarowo-osobowych (3 wewnątrz i 8 nazewnątrz), z nich 7 wysokich, do szczytu gmachu i 4 niższe. Połowa wind służyła wyłącznie dla robót murarskich, a druga połowa — do użytku subprzedsiębiorców, których było 50-ciu. Przy budowie Empire Bldg było: 24 windy budowlane, z nich — 17 wind towarowych i 7 osobowych.

III. Organizacja personelu technicznego.

1. Amerykański system.

Normalnie biuro projektów powinno być bezwzględnie oddzielone od budowy, nie tylko w przestrzeni, ale i w czasie. Ten podział pracy, jak już mówiliśmy wyżej, jest podstawowym warunkiem całej organizacji.

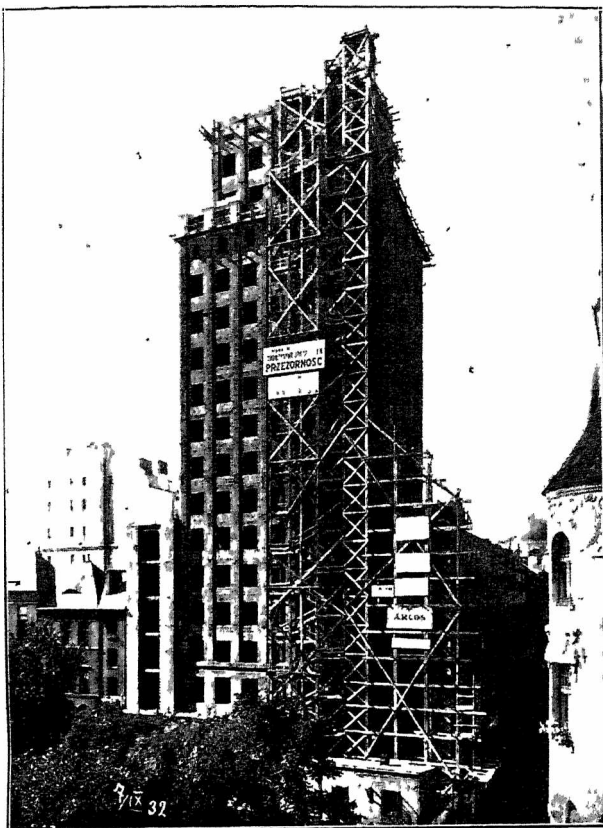
W Ameryce przyjęty jest zwyczaj, że generalny przedsiębiorca obejmuje pod swoim zarządem wszystkie roboty budowlane i instalacyjne. Staje się on przez to faktycznie, a nawet i nominalnie, głównym kierownikiem robót. Naczelny architekt zaś, jako naczelny kontroler, sprawuje wyłącznie nadzór techniczny, pilnuje terminów robót i komunikuje się z właścicielami i przyszłymi lokatorami gmachu.

2. Nasz system.

Przy naszym podziale robót na roboty budowlane i instalacyjne, z których w najlepszym razie tylko roboty budowlane bywają zgrupowane pod zarządem jednego, generalnego przedsiębiorcy, organizacja budowy, naturalnie, już nie może być tak doskonała, bo jest niejednolita i połowiczna i to dla obu grup. Architekt naczelny, będąc zaabsorbowany taką samą rolą

²⁾ Opis i obliczenie wind przy budowie Prudential House znajduje się w art. inż. P. Jakowlewa w „Przegl. Bud.“ Nr. 7, r. 1934.

w stosunku do pół tuzina instalatorów, jak generalny przedsiębiorca do swoich subprzedsiębiorców, ma za mało czasu na właściwą dla niego rolę, na należyty nadzór nad wszystkimi innymi robotami. Z drugiej strony — przedsiębiorca, będący faktycznym gospodarzem placu budowy i obsługujący kilkudziesięciu subprzedsiębiorców.



Ryc. 8.
Omurowanie gmachu Prudential.

swoich i nie swoich, ale nie mający żadnego wpływu na terminowe wykończenie instalacji, które, jak wiemy, przeważnie się spóźniają, nie może rozwinąć swojej organizacji w całej pełni z powodu rozproszkowania czynników decydujących na budowie.

3. Koordynacja pracy przedsiębiorców.

Istnieje jeszcze jeden doskonały zwyczaj, stosowany przy budowie domów stalowych w Ameryce i w Anglii, który warto byłoby wprowadzić i u nas. Są to konferencje urządzone regularnie co tydzień pod przewodnictwem naczelnego architekta przy udziale generalnego przedsiębiorcy i przedstawicieli wszystkich subprzedsiębiorców w celu wyjaśnienia spornych kwestyj lub wątpliwości na budowie. Na konferencjach tych bywa również i przedstawiciel właścicieli gmachu.

4. Szematy organizacji personelu.

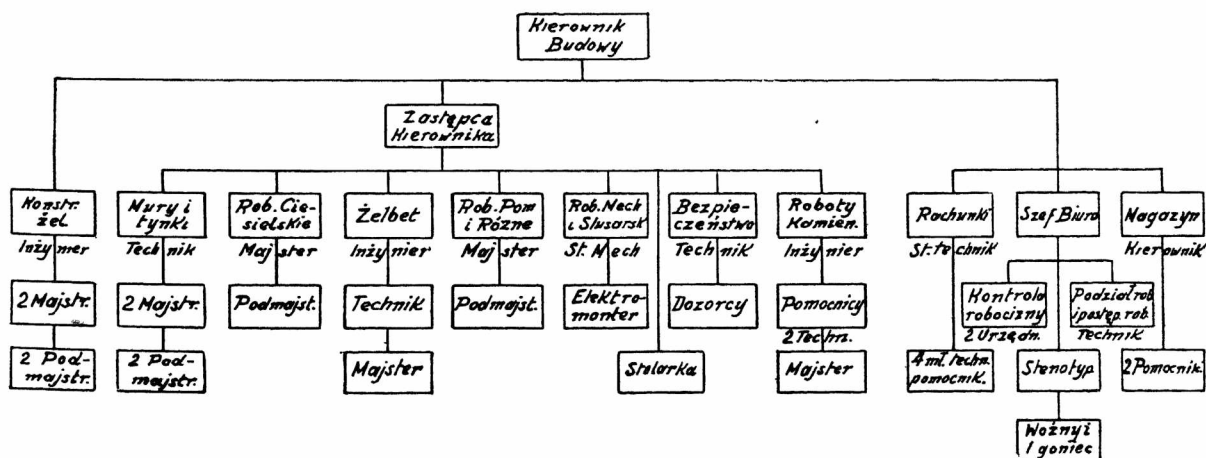
Szematy organizacji biura generalnego przedsiębiorcy oraz kierownictwa dla budowy domu o szkielecie stalowym do kilkunastu pięter wysokości w naszych warunkach, podane są na ryc. 9 i 10. Szematy te oparte są przede wszystkim na doświadczeniach z budowy 16-piętrowego gmachu Prudential w Warszawie oraz na przykładach amerykańskich.

Wobec prowadzenia wielu robót jednocześnie oraz trudności nadzoru przy rozrzuceniu robót na różnych piętrach, budowa domu stalowego wymaga nieco większego personelu technicznego, niż budowa zwykła. Oszczędność na personelu w tych warunkach może przynieść w rezultacie tylko straty. Im tańszy personel, tem drożej wypada budowa. W najlepszych fabrykach amerykańskich stosunek personelu administracji do liczby robotników wynosi 1 : 7, a w fabrykach gorzej prowadzonych — tylko 1 : 11. Ta sama zasada odnosi się i do robót budowlanych, z tą różnicą, że tu wogóle wystarcza mniejszy personel, niż w fabrykach.

Ważniejsze cechy tego szematu organizacji personelu są następujące:

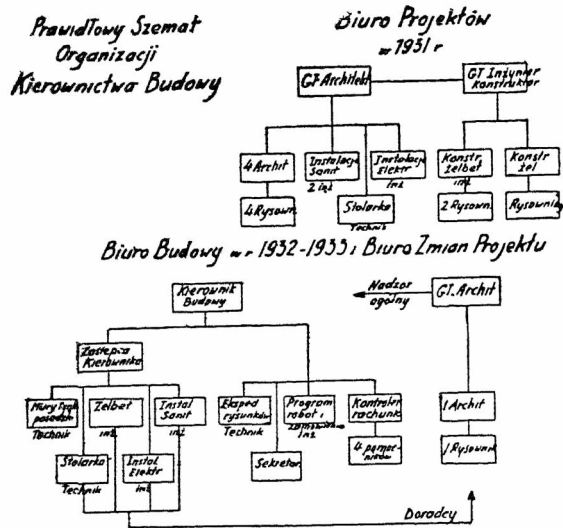
1. Praktyka nasza i zagraniczna wykazuje, że 1 majster z podmajstrzym mogą zarządzać jeszcze dość sprawnie brygadą, liczącą do 50 murarzy, ale nie więcej. Na jednego kontrolera robocizny nie powinno wypadać więcej niż 150-iu robotników.

2. Wszystkie roboty żelbetowe, nawet najdrobniejsze, wykonywa się pod stałym nadzo-



Ryc. 9.
Szemat Organizacji Biura Generalnego Przedsiębiorcy.

rem fachowca, inżyniera, obeznanego z żelbetem nie tylko praktycznie, ale i teoretycznie. Jest to konieczne z tego względu, że drobne, ale odpowiedzialne konstrukcje żelbetowe, rozrzucone po całym gmachu nie zawsze wykonywa się w obecności nadzoru ze strony kierownictwa.



Ryc. 10.

3. Regularny nadzór nad bezpieczeństwem pracy powierzony jest specjalnemu technikowi. Dział ten, przy tego rodzaju budowlach, ze zrozumiałych powodów wymaga specjalnej uwagi. Niema dnia ani godziny, w której by nie było czegoś do zaszalowania lub obarjero-

wania jakiegoś otworu w stropie, czy w szybie którejś z wind, czy też oświetlenia niebezpiecznych miejsc w podziemiach, gdyż stale i codziennie deski są odrywane, a żarówki wykręcane lub rozbijane przez robotników.

4. Prowadzenie specjalnego działu segregowania robocizny i notowania wydajności i postępu robót. Notowanie odbywa się co tydzień lub 10 dni i przedstawiane bywa w formie wykresów, pozwalających na zorientowanie się w stanie robót i czy poszczególne roboty posuwają się w należytem tempie.

Zakończenie.

Im wyższy dom, tem większą stratę przedstawia każdy dzień opóźnienia, tem droższy staje się czas budowy, tem większy pośpiech jest konieczny, i to właśnie zmusiło amerykańskich inżynierów i architektów do stworzenia takiego systemu organizacji robót, przy których w 100% wyszukuje się wszystkie te możliwości, jakie daje system budowy o szkieletie stalowym.

Ale i w naszych warunkach nie można już powiedzieć, że wielki pośpiech przy budowie jeszcze nie odgrywa tak wielkiej roli, ażeby nad tem warto było sobie specjalnie łamać głowę.

Oprócz tego, — umieć budować domy stalowo-szkieletowe i nie budować ich tak szybko, jak na to pozwala system tej konstrukcji, jak gdyby umyślnie stworzony dla szybkiej budowy, budować nawskróś nowoczesną konstrukcją sposobem niemal średniowiecznym — byłoby absurdem budowlanym.

Inż. Dr. FRANCISZEK SZELAŃGOWSKI

Mosty stalowe na Polskich Kolejach Państwowych.

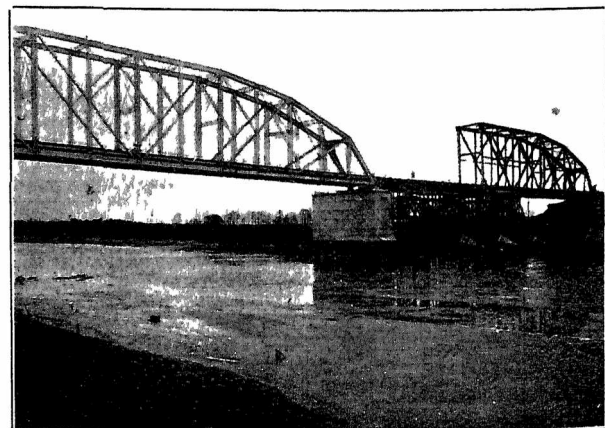
Przy budowie nowych linii kolejowych w Polsce dla rozpiętości w świetle poszczególnych przęseł większych od 10 m stosowane są głównie mosty stalowe. Wprawdzie niekiedy są stosowane również mosty stalowe i poniżej tej rozpiętości, jednakże tylko w przypadkach ograniczonej wysokości ustrojowej mostu, gdzie z konieczności konstrukcję nośną stanowią dwuteowe dźwigary stalowe obetonowane. Ze względu jednak na dość znaczny koszt powyższych profili dwuteowych, czynione są próby na P. K. P. zastąpienia ich dźwigarami spawanymi.

W granicach do 10 m rozpiętości w świetle stosowane są głównie ustroje żelazobetonowe w postaci dźwigarów wolnopodpartych, wspornikowych, lub też ramowych. Jednakże w tego rodzaju budowlach można również otrzymać dobre wyniki, stosując stalowe konstrukcje spawane.

Mosty stalowe są stosowane głównie na P. K. P. dzięki swym zaletom ustrojowym w odróżnieniu od mostów żelazobetonowych. Zalety te są czynnikiem decydującym w kolejowej gospodarce mostowej.

Jedną z najważniejszych zalet stalowych mostów kolejowych jest zdolność ich do szybkiego uruchomienia komunikacji w przypadku jakie-

gokolwiek uszkodzenia, gdyż nawet w razie przerwania dźwigara względnie dużej rozpiętości, część jego nieuszkodzona (ryc. 1) zostaje



Ryc. 1.
Most przez rzekę Niemen pod Mostami.

żytkowana do dalszej pracy eksploatacyjnej, która niekiedy trwa stosunkowo długi okres czasu.

Ponadto stalowe konstrukcje mostowe mogą być również w miarę potrzeby przewożone bez

trudności na inne miejsce przeznaczenia ruchomego, względnie łatwo ulepszaniu zapomocą nitowania jak równania, lub też są zużytkowane na litotorowych, jako mniej obciążonych.



Ryc. 2.

z rzekę Ostawicę linii Przemysł-Zagórz.

dźwigary mostowe mogą być również także zwięzane z dwutorowej szero-dnotorową, w ostateczności zaś mogą być one na złom, którego wartość przed-jeszcze w wysokości około 10% kosztu zupełnie nowej.



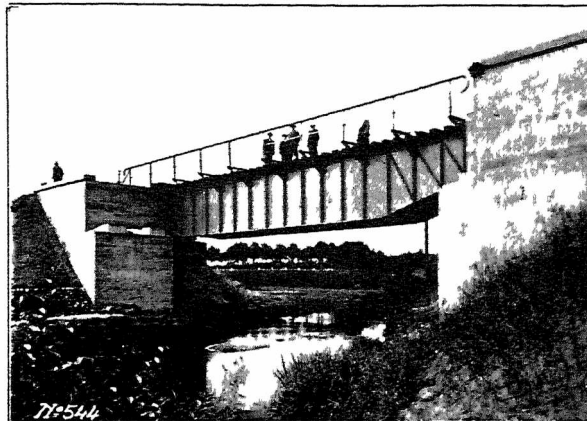
Ryc. 3.

owy most blaszany z jezdnią górą.

zku z wyżej omówionemi względami są na P. K. P. powyżej 10 m rozpię-zietle głównie dźwigary stalowe, tak ołożoną na górze, jak również i z jez-oną na dole, przyczem w granicach o 20 m dźwigary te są wykonywane belek blaszanych z pasami równole-3), lub też z pasami krzywymi. ształt dźwigarów jest wykonywany anicach od 16 m do 20 m rozpiętości (ryc. 4).

nie pasów krzywych w dźwigarach umotywowane jest przede wszystkim ekonomicznymi, gdyż pozwala to na

zmniejszenie rozstawu dźwigarów z jezdnią górą nawet do 1,80 m. W mostach zaś z jezdnią położoną dołem, belki główne są również ze względów ekonomicznych możliwie zsunięte, pozostawiony jest tylko jednostronny chodnik dla służby drogowej.



Ryc. 4.

Dźwigary blaszane są stosowane również na P. K. P. w postaci belek ciągłych lub też belek wspornikowych.

Tego rodzaju konstrukcje są w stalowym budownictwie mostowym najczęściej pożądane, ponieważ są to konstrukcje sztywne, w utrzymaniu proste, a jako nie posiadające naprężeń drugorzędnych, są pewniejsze.

Ponieważ normy urzędowe przewidują przy określaniu naprężeń dopuszczalnych zapas 20% na naprężenia drugorzędne, co ma przecież miejsce tylko w mostach kratowych, to dla konstrukcyj blaszanych normy naprężeń dopuszczalnych winny być o tę wartość zwiększone, co korzystnie zaznaczyłoby się na stosowaniu samych ustrojów blaszanych.

Powyżej 20 m rozpiętości w świetle poszczegól-nych dźwigarów stalowych z jezdnią dołem lub z jezdnią górą stosowane są na P. K. P. tylko ustroje kratowe, przyczem podział tych dźwigarów mostowych z jezdnią położoną dołem przedstawia się następująco: od 20 m do 30 m rozpiętości w świetle samego dźwigara stosowane są

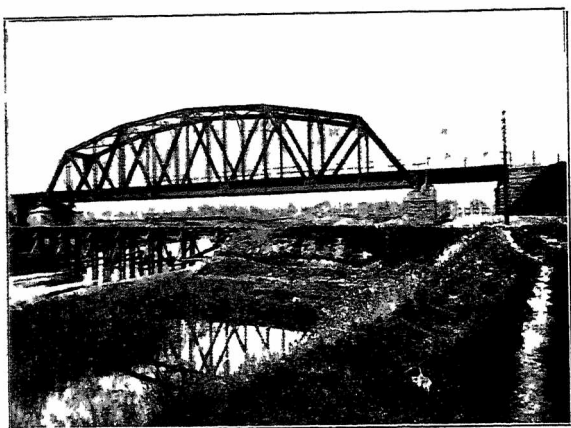


Ryc. 5.

Most na linii Kalety-Podzamcze.

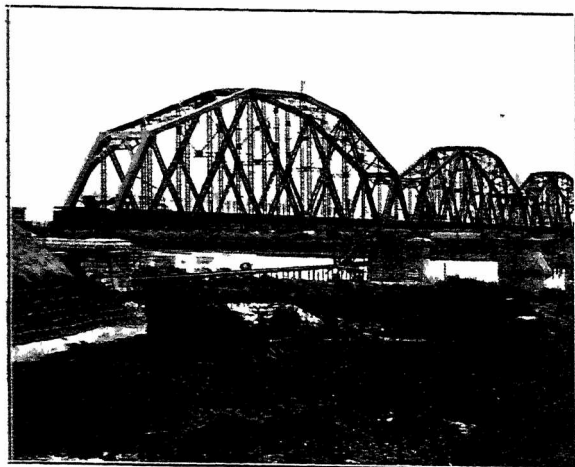
mosty otwarte i przeważnie o pasach równoległych z kratą typu Warren'a z dodatkowymi słupkami i wieszakami, zaś od 30 m do 50 m stosowane są dźwigary kratowe o pasach równoległych, połączone górnymi tężnikami wiatrowymi. Krata w tym przypadku jest również tjypu Warren'a z dodatkowymi słupkami i wieszakami (ryc. 5).

Następnie począwszy od 50 m rozpiętości w świetle wżwyz wykonywane są już ze względów ekonomicznych dźwigary kratowe z górnymi pasami krzywymi niezbieżnymi, z kratą również jak uprzednio typu Warren'a, który to schemat



Ryc. 6.
Most na łwji Kalety-Podzamcze.

dźwigara jest stosowany mniej więcej do rozpiętości 70 m (ryc. 6). Powyżej tej rozpiętości, również ze względów ekonomicznych, stosowana jest tylko krata Warren'a, ale już z drugorzędnym dolnym podwieszeniem (ryc. 7).



Ryc. 7.
Most przez rzekę Wisłę pod Sandomierzem.

Wysokość dźwigarów otwartych wynosi zwykle $h \simeq \frac{1}{3}L$, zaś w mostach zamkniętych tężnikami górnymi wysokość ich w środku rozpiętości jest odpowiednio $h \simeq (\frac{1}{3} - \frac{1}{5})L$.

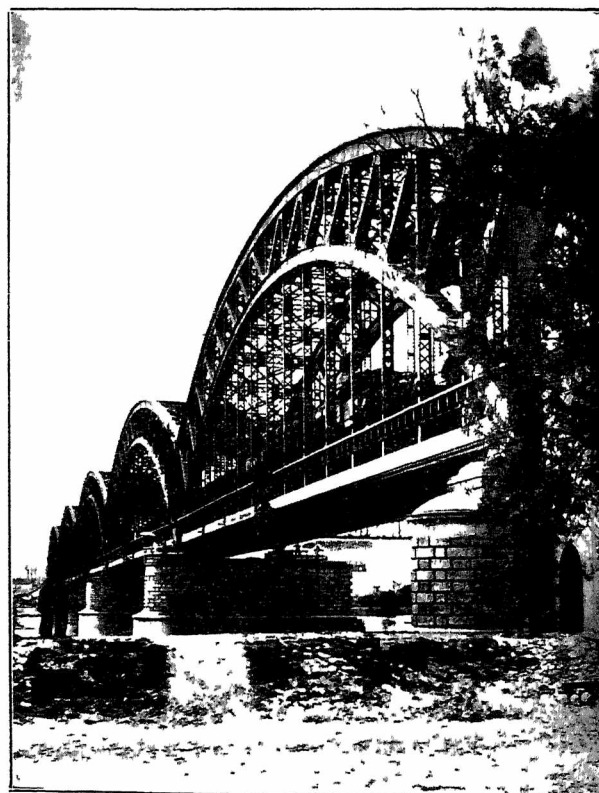
Powyższym wysokościami dźwigarów odpowiada minimum objętości zużytej stali w konstrukcji, co znów na podstawie zależności La-

grange'a jest związane jednocześnie z ich maximum sztywności.

Stężenia poprzeczne w mostach stosowane są głównie tylko w dźwigarach większych rozpiętości i to nie w każdym węźle, lecz co drugi. Główna uwaga jest zwrócona tutaj zgodnie z twierdzeniem Cauchy'ego na usztywnienie składowych płaszczyzn bocznych danego dźwigara, t. j. głównie na tężniki wiatrowe, oraz na ramy oporowe.

Krata dźwigarów, jak to już uprzednio zaznaczono, jest stosowana typu Warren'a, jako najekonomiczniejsza. Największe naprężenia drugorzędne w tym typie dźwigarów, będące w miejscu przymocowania elementów części przejazdowej mostu do wieszaków względnie słupków, są zmniejszane przez odwrotne wygięcia prętów pasowych¹⁾.

Omówione wyżej kształty dźwigarów można by nazwać typowymi na P. K. P., gdyż odstępstwa od powyższych są naogół wyjątkowe.



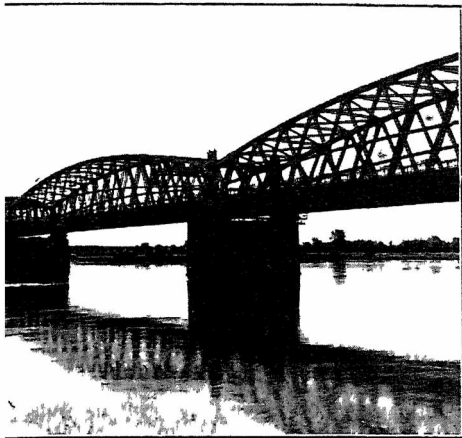
Ryc. 8.
Most przez rzekę Wisłę w Warszawie.

Do takich wyjątkowych dźwigarów na P. K. P. można zaliczyć układ sierpowy, łuk kratowy ze ściągami (ryc. 8), belkę z kratą Dietz'a (ryc. 9), jak również belkę kształtu Pauli'ego.

Tego rodzaju szczególne kształty mostów są zawsze droższe w porównaniu z dźwigarami typowymi, uprzednio omówionymi i są stosowane głównie w miastach lub też w pobliżu miast, lecz tylko ze względów estetycznych.

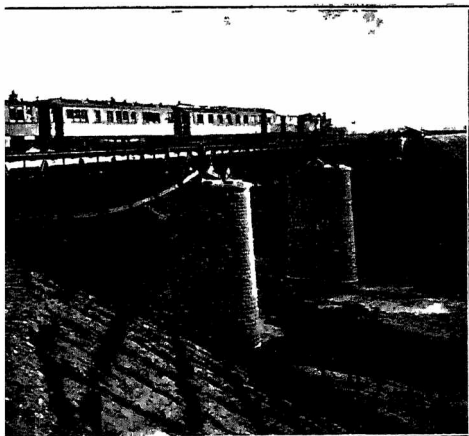
¹⁾ Ob. pracę autora: „O stosowaniu w konstrukcjach korzystnych naprężeń i odkształceń“. *Przegląd Techniczny* 1929 r.

raz tycy mostów z jezdnią położoną ziałał ich jest zasadniczo uwarunko- niem lub też nie zasadniczych ele- ci przejazdowej mostu, t. j. podłuż- cznic.



Ryc. 9.
przez rzekę Wisłę pod Fordoniem.

można powiedzieć, że na P. K. P. od 20 m do 40 m rozpiętości w świe- dźwigara, części przejazdowej złożo- znicz i poprzecznic nie stosuje się,



Ryc. 10.
most na linii Bydgoszcz - Gdynia.

ownice są układane bezpośrednio na wigarów głównych. Krata tego ro- garów jest stosowana tak dobrze typu ryc. 10), jak również i kształtu litery okątna) z drugorzędnym górnym pod-

omawianego typu są wykonywane z pasem dolnym krzywym i niezbież- yjątkowych przypadkach można spot- ę dźwigary tego typu z pasem dolnym bieżnym.

ry wskazanego wyżej rodzaju są wzglę- niczne, tak że przy sprzyjających wa- ogą być nawet stosowane w postaci wysokich wiaduktów, zamiast zwy- ukatów sklepionych.

zpiętościach w świetle powyżej 40 m jezdnią górą są stosowane już łącznie

z częścią przejazdową (wraz z poprzeczniami i podłużnicami), usytuowaną również na pasach belek głównych. Krata tych dźwigarów ze wzglę- dów ekonomicznych jest stosowana prostokątna z drugorzędnym górnym podparciem (ryc. 11).

Tego rodzaju krata ze słupkami głównie roz- ciąganymi, zaś z krzyżulcami głównie ściskanemi, jest z tego względu ekonomiczna, że wskutek drugorzędnego podparcia krzyżulców, spódczynnik zmniejszający na wyboczenie jest bliski jed- ności.

Z przedstawionego wyżej opisu mostów moż- na zauważyć, że mosty te wykonywane są głów- nie jako zwykłe belki w dwóch punktach pod- parta. Belek wspornikowych lub też belek cią- głych prawie że się nie spotyka, gdyż przy tych średnich rozpiętościach, z którymi ma się do czy- nienia na P. K. P., jakiegokolwiek znaczącej eko- nomji nie należy się spodziewać. Wprawdzie niekiedy można spotkać most kształtu wsporni- kowego, jednakże tego rodzaju mosty są wy- jątkowe i budowa ich jest uzależniona od miej- scowych warunków, np. od małej grubości istnie- jących filarów.

Z omówionego powyżej krótkiego zarysu mo- stownictwa stalowego na P. K. P. można wy- wnioskować, że ostatnio wykonane mosty stal- owe nie różnią się zasadniczo od tego rodzaju wykonanych budowli mostowych w okresie ostat- nich 25 lat.

Nasuwa się więc mimowoli pytanie, czy na- leży się spodziewać dalszego postępu rozwojo- wego w tej dziedzinie budownictwa stalowego.

Odpowiedź na to pytanie brzmi twierdząco.

Dalszego postępu w rozwoju mostownictwa stalowego należy oczekiwać:

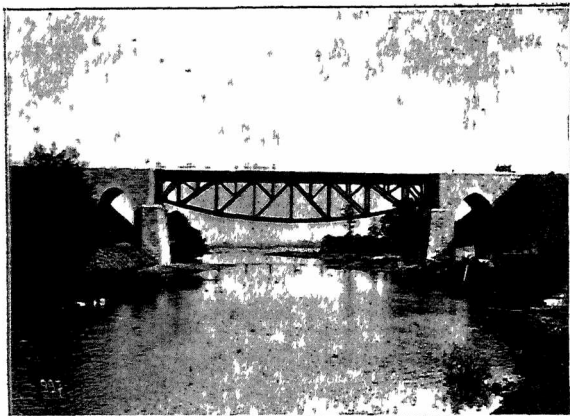
1. w zastosowaniu nowych rodzajów stali na- wet i stopów,
2. w sposobie łączenia elementów konstrukcyj- nych,
3. w wytwarzaniu odpowiednich kształtowni- ków walcowanych, oraz
4. w normach urzędowych, dotyczących naprę- żeń dopuszczalnych i sposobu obliczania kon- strukcyj mostowych.

Odnośnie punktu pierwszego można powie- dzieć, że zastąpienie zwykłej stali mostowej o wy- trzymałości doraźnej 37 do 44 kg/mm^2 przy mi- nimalnym wydłużeniu 20%, stalą wysokowarto- ściową o wytrzymałości doraźnej 50 kg/mm^2 , minimalnym wydłużeniu 20% i granicy plastycz- ności 36 kg/mm^2 , pozwoli na zmniejszenie cię- żaru konstrukcyj mostowych o ca: 27%²⁾. Przyj- mując następnie pod uwagę przy zastosowaniu stali wysokowartościowej wzrost kosztów prze- wozu, malowania, robocizny i montowania w sto- sunku do jednostki ciężaru samej konstrukcji, to dla stali węglistej wytwarzanej w Polsce o wytrzymałości doraźnej 50 kg/mm^2 oraz wy- dłużeniu 20%, i cenie jednej tonny stali o ca: 15% większej od ceny stali obecnie używanej, można będzie oczekiwać rzeczywistej oszczędno- ści na konstrukcjach mostowych w wysokości kilku procentów. Oczywiście, że wykonanie

²⁾ A Pszenicki: „O zastosowaniu wysokowytrzymało- ściowej stali do mostów“. Spraw i Pr. Warsz Tow Pol. Nr 13 z 1929 r

próbnej konstrukcji mostowej ze stali wysoko-wartościowej byłoby bardzo pożądane.

Ponieważ jednak tego rodzaju stale wysoko-wartościowe ulegają zwiększonemu wpływowi rdzewienia, zatem dodatek do normalnego składu stali w postaci np. (0,25 do 0,50% miedzi i 0,50% chromu zabezpieczy je w sposób dostateczny od nadmiernego rdzewienia. W tego rodzaju zabiegu można będzie dopatrywać się wogóle środka zabezpieczającego stale mostowe od rdzewienia, co wiele przyczyniłoby się do zmniejszenia kosztów utrzymania stalowych konstrukcji mostowych.



Ryc. 11.
Most na linii Herby - Gdynia.

Następnie wprowadzenie łączenia elementów mostowych zapomocą spawania może obniżyć ciężar konstrukcji mostowych, w założeniu już ustalonych wymagań konstrukcyjnych, o ca. 12%. Powyższa oszczędność na ciężarze nie będzie jednak równoznaczna z oszczędnością pieniężną, ponieważ koszt wykonania jednej tonny konstrukcji spawanej jest przeważnie większy od kosztu wykonania jednej tonny konstrukcji nitowanej. Zatem przy obecnie istniejących wa-

runkach przetwórczych, spawane konstrukcje mostowe bynajmniej nie są tańsze od nitowanych konstrukcji mostowych, niekiedy nawet są od nich droższe. Powyższy wzgląd ekonomiczny, jak również i wpływ skurczu spoin, oraz niedostateczna pewność pracy spoin pod wpływem dynamicznego działania obciążenia ruchomego³⁾, nie sprzyja narazie rozwojowi spawanych kolejowych konstrukcji mostowych, w szczególności zaś kratowych. Dalszy postęp w technice spawania, oraz w konstrukcji połączeń spawanych przyczyni się niewątpliwie do większego stosowania spawania w konstrukcjach mostowych, czyniąc je więcej ekonomicznymi.

Do powyższego może w pewnym stopniu przyczynić się również odpowiedni sortyment kształtowników walcowanych, ze szczególnem uwzględnieniem dwuteowników szerokostopowych, odpowiednio wyżarzonych, t. j. bez wewnętrznych naprężeń termicznych. Zastosowanie tego rodzaju profili walcowanych przy projektowaniu konstrukcji części przejazdowej mostu, a więc belek podłużnych i poprzecznych, oraz przy projektowaniu prętów belek głównych, może zmniejszyć koszty pracy obróbczej i połączeniowej w samej wytwórni, przyczyniając się w pewnym stopniu do zmniejszenia ogólnego kosztu konstrukcji mostowych.

Wkońcu urzędowe normy naprężeń dopuszczalnych, oparte na ostatnich zdobyczach teoretycznych i badawczych w tej dziedzinie wiedzy technicznej, mogą również w dużym stopniu przyczynić się do zwiększenia walorów ekonomicznych stalowych konstrukcji mostowych.

Omówione wyżej w krótkości warunki dalszego rozwoju stalowych konstrukcji mostowych są w naszych warunkach zupełnie wykonalne, urzeczywistnienie zaś ich leży w interesie dobra sprawy tak dostawcy, jak również i odbiorcy.

³⁾ G. Schaper: „Die Dauerfestigkeit der Schweissverbindungen“. V. D. I. Nr. 21. 1933 r.

Inż. LUDWIK TYLBOR

Krótki zarys budowy stalowych mostów drogowych w Polsce.

Historja budownictwa drogowego w Polsce związana jest ściśle z działalnością Departamentu Drogowego b. Ministerstwa Robót Publicznych oraz Ministerstwa Komunikacji.

Odbudowa pozostałych po okupantach zniszczonych dróg i mostów była stałą troską władz państwowych, to też od r. 1920 zauważyć się daje usilna praca na polu odbudowy arterij komunikacyjnych, które dla rozwoju gospodarczego naszego Państwa posiadają znaczenie pierwszorzędnej wagi.

Budowa mostów drogowych wyłącznie o charakterze stałym rozwiązywała zagadnienie radykalnie i celowo, praktycznie jednak nie okazała się możliwa do zrealizowania.

Stosunki gospodarcze oraz warunki ekonomiczne nie wpływały sprzyjająco na rozwój budownictwa drogowego wogóle, zaś mostownictwa w szczególności.

Należało zatem wykorzystać takie możliwości, które przy nakładzie względnie niedużych kosztów, stworzyłyby dodatnie warunki dla rozwoju ruchu na drogach.

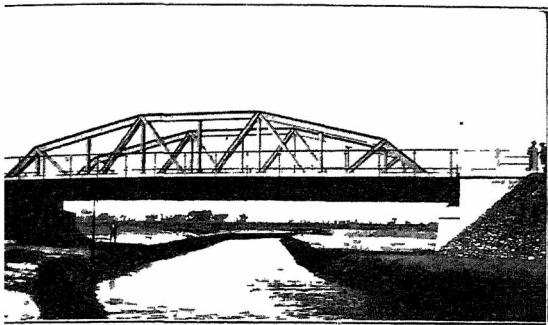
Zrozumiałem więc jest, że realizacja postulatu budowy mostów stałych w całej rozciągłości nie była możliwa.

Tem objaśnić należy dlaczego budowa mostów drogowych w Polsce wykonywana była w przeważnej części w postaci konstrukcji drewnianych, jakkolwiek most drewniany sprostac może swemu zadaniu naogół na okres lat piętnastu, wywołując konieczność stosowania częstych i kosztownych środków konserwacyjnych. W miarę sprzyjających warunków gospodarczych oraz możliwości budżetowych postępowała również i budowa drogowych mostów stałych.

W tym względzie Polska w porównaniu z Zachodem nie pozostaje w tyle.

Wielkie mosty na Wiśle w Puławach, Modli-Toruniu, które w roku ubiegłym oddane do użytku publicznego, świadczyć mogą do-ko, że na tym odcinku wiedzy inżynierskiej

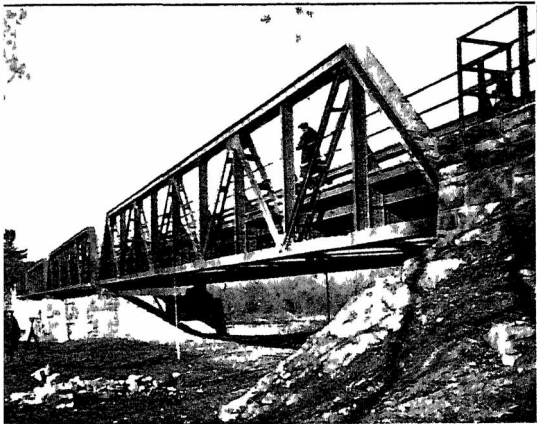
ny na stałe istniejących kratowych przęsł drewnianych (syst Rychtera, Howe'a, Rechniewskiego), które uległy z biegiem czasu normalnemu zużyciu. Ponieważ przęsła te posiadają rozpię-



Ryc. 1.
Most na rzece Słudwi pod Łowiczem spawany elektrycznie.

my wylegitymować się bogatym dorobkiem dczy o tem również zbudowany w r. 1928 na Słudwi w Łowiczu, który był pierwszym riece spawanym mostem drogowym.

Mosty drogowe o charakterze stałym budowały z nielicznymi wyjątkami o ustroju niostalowym względnie żelazobetonowym



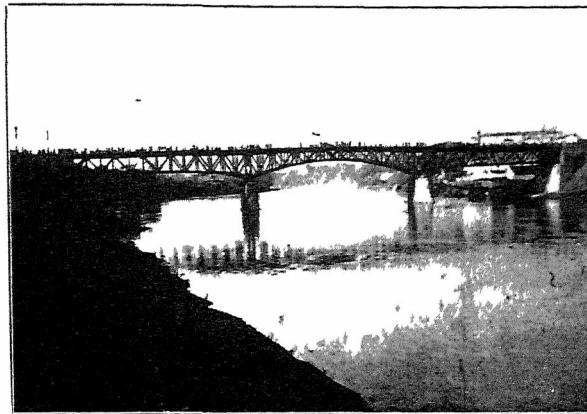
Ryc. 2.
Most na Dunajcu w Gołkowicach. Rozpiętość 142 m.

Wspólnie z mostami stalowymi o wielkich rozpiętościach na Wiśle, Sanie i Wisłoku, które w warunkach lokalnych stanowiły najracjonalniejsze rozwiązanie zagadnienia, budowane były także mosty żelazobetonowe o dużych rozpiętościach na Sole, Bystrzycy i Dunajcu.

Wybór charakteru konstrukcji nośnej poddany był w każdym poszczególnym wypadku racjonalnemu rozważaniu w zależności od warunków lokalnych, sytuacyjnych oraz względów ekonomicznych.

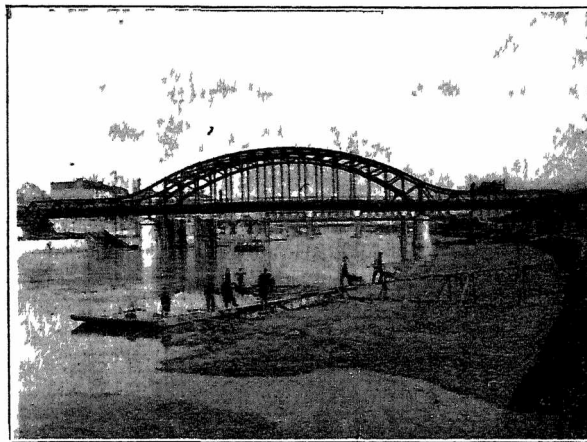
Przechodząc do zobrazowania historii budowy stalowych mostów drogowych na terenach państwa, zwrócić należy uwagę na konieczność stosowania w tej mierze pewnej typologii przęsł mostowych.

Wchodzi tu przede wszystkim o potrzebę zamia-

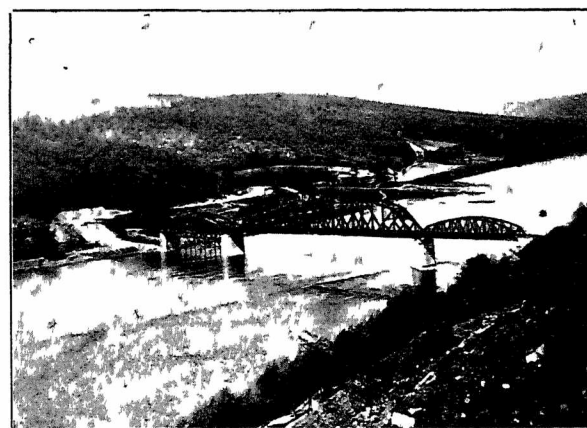


Ryc. 3.
Most przez rzekę Niemen w Grodnie. Rozpiętość 160 m.

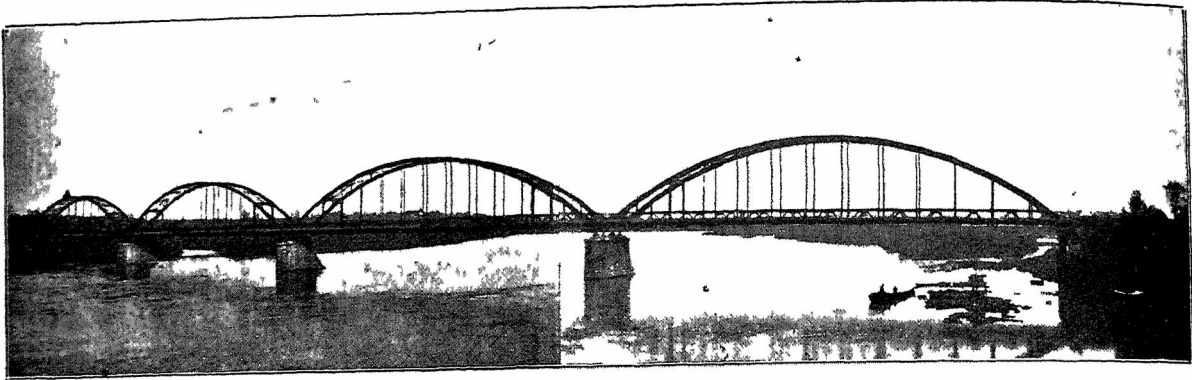
W tym celu, przy rozpiętościach 26 m, 30 m, 40 m i 45 m, powstała konieczność stosowania w praktyce typowych przęsł stalowych o tychże rozpiętościach.



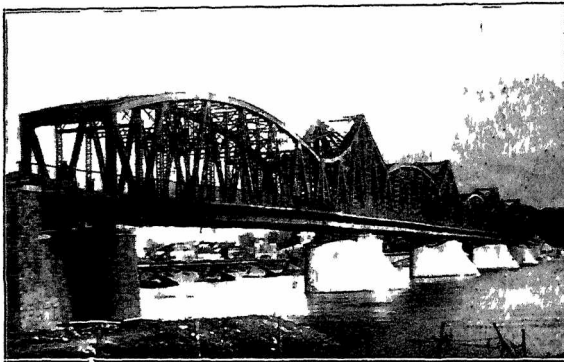
Ryc. 4.
Most nr. 4. na Wiśle w Krakowie. Rozpiętość 146 m.



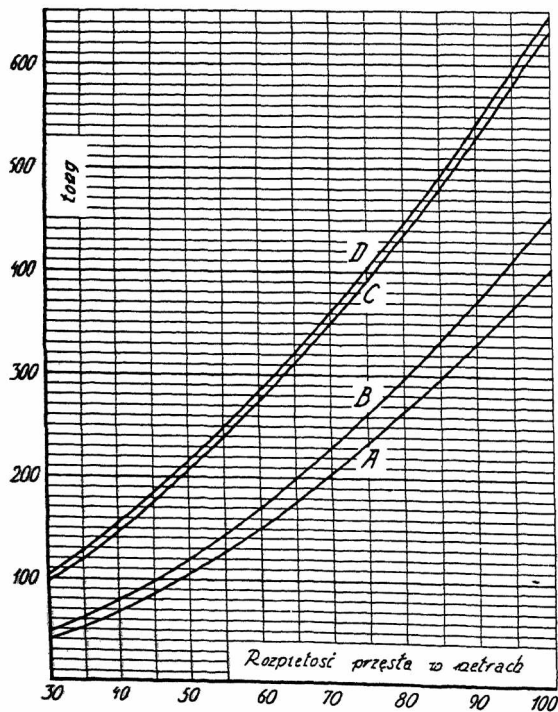
Ryc. 5.
Most na Dniestrze pod Uścięczkiem. Rozpiętość 220 m.



Ryc. 6.
Most na Bugu w Zegrzu. Rozpiętość 4×77 m.



Ryc. 7
Most na Wiśle w Puławach. Rozpiętość 460 m.



Ryc. 8.

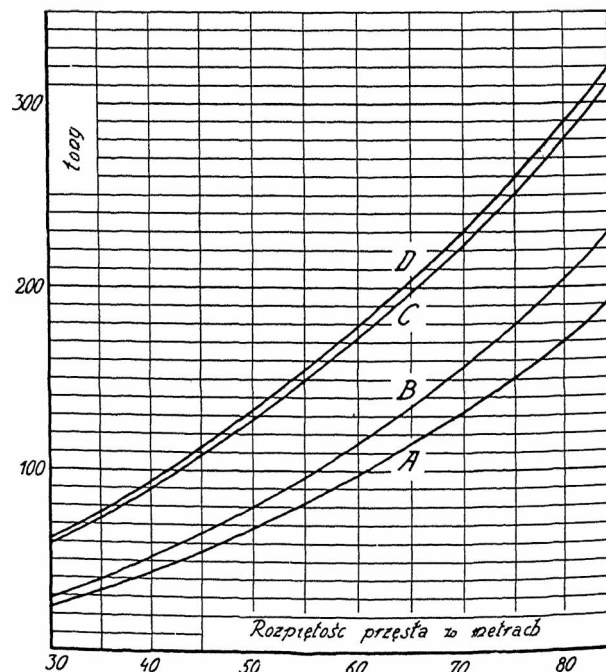
Wykres ciężaru żelaza dla mostów żelaznych o nawierzchni kamiennej z chodnikami. (A — dźwigary; B — dźwigary + wiatrownice; C — dźwigary + wiatrownice + jezdnia; D — dźwigary + wiatrownice + jezdnia + łożyska).

Oczywiście, nie każde zagadnienie budowy mostu ująć się da w ramy typizacji, nie każdy projekt włożyć można w ramy szablonu. To też w tych wypadkach, gdy projektant nie napotykał przeszkód, uwarunkowanych usytuowaniem podpór już istniejących, projekt mostu ulegał w każdym poszczególnym wypadku indywidualnemu rozwiązaniu.

W praktyce budowy mostów drogowych stosowane były przęsła stalowe rozcięte o rozpiętości 60 m i 100 m, oraz konstrukcje wspornikowe o rozpiętościach przęseł ponad 100 m.

Szczupłe ramy artykułu niniejszego uniemożliwiają rozpatrzenie całokształtu zagadnienia budowy stalowych mostów drogowych w Polsce.

Dla zilustrowania wykonanych na tem polu prac, przytaczam poniżej zdjęcia z niektórych ciekawszych mostów drogowych o stalowej kon-



Ryc. 9.

Wykres ciężaru żelaza dla mostów żelaznych o nawierzchni dylinowej bez chodników. (A — dźwigary; B — dźwigary + wiatrownice; C — dźwigary + wiatrownice + jezdnia; D — dźwigary + wiatrownice + jezdnia + łożyska).

struktury nośnej, zbudowanych w okresie ostatnich lat dziesięciu.

Mosty drogowe o konstrukcji nośnej stalowej w odniesieniu do charakteru nawierzchni podzielić się dają na dwie zasadnicze grupy: na mosty o nawierzchni stałej i mosty o nawierzchni dylinowej.

W miejscowościach o intensywnym ruchu kołowym, gdzie most winien być wyposażony w specjalne chodniki dla pieszych, mosty drogowe posiadają nawierzchnię stałą, w miejscowościach zaś o ruchu mniej wzmożonym — na mostach stosowano dylinę drewnianą.

Jak wynika z podanych powyżej wykresów, ilustrujących zależność wzrostu ciężaru konstrukcji przęsła mostowego od rozpiętości tego przęsła oraz charakteru nawierzchni, wpływ rodzaju nawierzchni na ciężar konstrukcji a zatem i na koszt wykonania — jest bardzo znaczny.

STEFAN BRYŁA

Stalowe mosty spawane.

Spawanie, które w ostatnim dziesięcioleciu zaczęło wprowadzać w dziedzinę konstrukcji stalowych, zrobiło tak niezmiernie postępy, że zdołało rozwinąć się w odrębną zupełnie gałąź budownictwa stalowego. Stworzyło ono metodę połączeń najekonomiczniejszą i, przy należytem wykonaniu i dozorze, najwytrzymalszą, choćby dlatego, że miejsce styku, które zawsze było słabym punktem konstrukcji, można przy spawaniu wykonać tak, że będzie ono miejscem najmocniejszym.

W tym krótkim szkicu nie będę mówił ani o systemach spawania, ani o szczegółach, ani o przyczynach jego ekonomii. Powołam się tu na to, co mówiłem w wykładzie o spawanych konstrukcjach stalowych. Podkreślić jednak muszę, że postęp spawania jest niezmiernie szybki, w dziejach techniki budowlanej wręcz bezprzykładny. Niemcy, którzy dość późno zajęli się spawaniem konstrukcyjnym, zmieniali od roku 1930 dotyczące przepisy trzykrotnie, aby choć w części temu postępowi nadążyć. Konstrukcje nitowane rozwijają się od lat stu, konstrukcje żelbetowe od lat pięćdziesięciu, spawane od mniej więcej ośmiu i przyjęły w swym rozwoju odpowiednio szybkie tempo. Dlatego też, rezultaty otrzymane przed 5 czy 6 laty bywają dzisiaj tak samo nieaktualne, jak rezultaty otrzymywane z betonem w latach dziewięćdziesiątych XX wieku, a ktoś powołujący się na nie, popełnić może zupełnie anachronizm.

To, co mówię, ma tem większe znaczenie, że ilość najrozmaitszych doświadczeń, przeprowadzonych we wszystkich kulturalnych państwach świata z połączeniami spawanymi, jest napewno znacznie większa, niż ilość doświadczeń przeprowadzonych z konstrukcjami nitowanymi, które na skutek swego długoletniego istnienia, stały się już do pewnego stopnia rzemiosłem. Rozkład naprężeń i sposób działania w połączeniach spawanych jest dzisiaj znany conajmniej tak samo, jak w nitowanych.

O ile chodzi o spawanie w mostownictwie, to

Jakie są na przyszłość możliwości w dziedzinie budowy mostów drogowych w Polsce?

Odpowiedź na pytanie prosta: możliwości są bardzo duże jeżeli zważyć, że na terenach Rzeczypospolitej posiadamy tylko na drogach państwowych ok. 75 m mostów drewnianych, wymagających przebudowy na stałe.

Nie będę tu określał w jakim tempie postępować będzie budowa mostów drogowych stałych.

Rolę dominującą w tym względzie odgrywać będą możliwości budżetowe.

Badania obowiązujących przepisów mostowych w celu ustalenia możliwości stosowania w praktyce pewnych gatunków stali wysokowartościowej oraz znowelizowania niektórych wymagań, dotyczących obciążeń ruchomych i naprężeń dopuszczalnych, może przyczynić się do rozwoju budownictwa stalowego w Polsce.

budziło tu wątpliwości zachowanie się spoin wobec silnych wstrząsów i działań dynamicznych, jakie zachodzą zwłaszcza w mostach kolejowych. Doświadczenia wykonane przy pomocy metod stosowanych dawniej, oraz zwykłych drutów, dawały rzeczywiste rezultaty niezbyt korzystne. Spoina była podówczas najsłabszą częścią konstrukcji. Doświadczenia Schapera wykonane przed 4 laty nie dały rezultatów zadawalających. Jednak nawet już w tym czasie nie brakło i rezultatów pomyślnych, które zaczęły się pojawiać coraz mocniej i stały się regułą w latach ostatnich. Zawdzięczać to należy ogromnemu ulepszeniu metod wykonania i materiałów pomocniczych. Wspomnieć tu można o licznych badaniach w Niemczech, o wielu doświadczeniach w Belgji (głównie Dustina), Ameryce, S. S. R. Ciekawe zwłaszcza były doświadczenia Patona w Kijowie, który w roku ubiegłym przeprowadził badanie dwu mostów o rozpiętości 12 m, spawanego i nitowanego; doświadczenia te wykazały wyższość mostu spawanego, na skutek czego Sowiety wykonywują most kolejowy spawany o rozpiętości 45 m, który będzie wkrótce oddany do użytku.

Drugim z zarzutów, jakie wysuwa się przeciw spawaniu w mostownictwie, jest wątpliwość co do dobroci spawania na montażu. Jakość tego spawania zależy jednak od odpowiednich materiałów i należytego wykonania, co uzależnione jest w konsekwencji od dobrania poważnej i odpowiedzialnej firmy. Mnóstwo konstrukcji spawanych w całości (dzisiaj jest to regułą, a rzadko spotyka się konstrukcje nitowano-spawane) z najlepszymi rezultatami, świadczy o tem, że dziś obaw tych można zupełnie nie żywić.

Na zarzuty, że w konstrukcjach spawanych występują odkształcenia termiczne, odpowiem: Nie będę się martwił, jeżeli w poprzeczniczy mostu lub w tężniku dachowym, będzie odkształcenie niewielkie, które nic nikomu nie szkodzi. — Tam zaś, gdzie one szkodzą, należy zastosować taki sposób wykonania, aby ich uniknąć, oraz

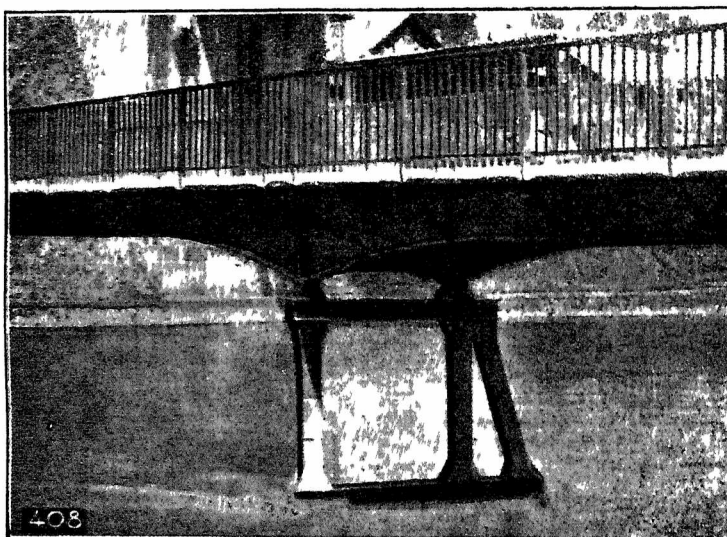
odpowiednie przyrządy i uchwyty, które w zupełności mogą zapewnić wymagane kształty po wykonaniu.

Ostatnim wreszcie argumentem przeciwników spawania w mostownictwie jest jakoby wyższa cena mostów spawanych. Jest to chyba grube nieporozumienie. Co innego jest cena jednostkowa, co innego koszt całej konstrukcji. Most spawany na Słudwi, zbudowany w roku 1928, przyniósł oszczędności na wadze, a nie przyniósł oszczędności w koszcie w stosunku do analogicznych mostów nitowanych. Było to zresztą wiadome ze wszystkich licznych publikacji o nim. Ale wnioskować z tego o późniejszych konstrukcjach jest błędem. Każdy nowy system, stosowany po raz pierwszy musi powodować wyższe koszty z uwagi na instalacje nowonabywane przez budującą firmę, szkolenie pracowników, w danym wypadku nawet sprowadzenie spawaczy z zagranicy dla wyszkolenia. Było jednak również jasne, co przewidywał ówczesny Minister Robót Publicznych Mo-

przy ostatnio zbudowanym w Niemczech spawanym zastosowano identycznie te uchwyty, jakie zostały zastosowane przy tym mostu. Niestety most na Słudwiczem pozostał u nas nieomal odosobnionym przykładem, gdyż następcy min. Morac nie docenili walorów spawania. Nato granica poszła w tym dziale niezmiernie i dzisiaj mamy już mnóstwo mostów śląskich, a nie u nas.

I aczkolwiek mosty spawane datują się od siedmiu lat, przecież wyrobiły pewne zasady ich konstruowania. Ustawy techniczno-konstrukcyjne pozostały w znaczeniu te same, co w mostach nitowanych, a więc spawanie wniosło mnóstwo nowych elementów. Spotykamy je już w różnych ustrojach, mianowicie w mostach pełnej.

Belki główne mostów spawanych wykonane:



Ryc. 1.
Kładka w Zurychu.

raczewski, że koszt jednostkowy spawania musi prędzej czy później spaść do kosztu jednostkowego nitowania, a w dalszym ciągu i niżej. Tezy tej bronili również w całym szeregu prac, a słuszności jej dowiodło życie. Gdy w roku 1929, koszt 1 kg konstrukcji spawanej był wyższy o 20 do 30% od takiegoż kg konstrukcji nitowanej, dzisiaj koszt własny jednego kg konstrukcji przy spawaniu jest niższy, niż przy nitowaniu, a cena rynkowa jest niewiele wyższa. W każdym razie — już spowodu znacznie mniejszej wagi własnej — każda konstrukcja spawana wypaść musi taniej, niż analogiczna nitowana — i to jest wszędzie regułą, od której odstępstwa mogą wynikać tylko ze złego zaprojektowania lub nienależytego postawienia warsztatu konstrukcyjnego.

Było to wszystko wiadome, lub do przewidzenia, gdy Ministerstwo Robót Publ. zdecydowało się w roku 1928/29 wznieść pierwszy na ziemi most spawany drogowy na Słudwi pod Łowiczem. O znaczeniu jego w historii mostów spawanych, może świadczyć choćby fakt, że dzisiaj jeszcze,

a) jako dźwigary walcowane (nakładkami, żebrami, lub blachami),

b) jako blachownice,

c) jako kratownice (trójkątowe lub kątniowe). Mogą być przytem stosowane wolno podparte, ciągłe (z przegubami ramowe, łukowe i wiszące).

a) Belki walcowane w nakładkami nie były wogóle w wykonaniu nitowanym, gdyż trudno nać, poza tem zaś dziury na nity bardzo duże osłabienie przekroju konstrukcji spawanej spotykamy je natoż często, przyczem wykonanie i cza żadnych trudności. Jak wykazują świadczenia, belki tego typu są lepsze od blachownic i dlatego powołać szerokie zastosowanie, tak w konstrukcji mostów nowych, jakoteż w nianiu istniejących. Przy małych rozmiarach pozwalają one na znaczne zmniejszenie

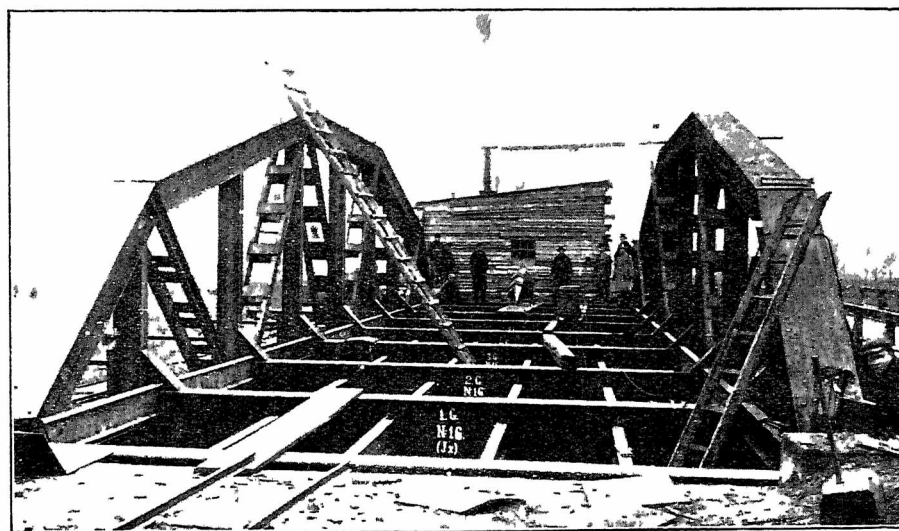
ści konstrukcyjnej. W razie otulenia betonem można w nich podnieść naprężenie dopuszczalne dla stali, podobnie, jak w innych analogicznych konstrukcjach o $\frac{1}{3}$. Poza walorami konserwacyjnymi takiej konstrukcji, utrudnia ona zwichrzenie ścianek, a nadto — dla większych wysokości — lokalny zgniot w miejscu działania siły skupionej.

podporach, w ramach na narożach), w granicach stosowalności prawa Hooke'a. Jeżeli dźwigar przetniemy przez pół i blachę o tej samej wysokości wstawimy na całej jego długości, otrzymamy właściwie już blachownicę.

Wszystkie wspomniane tu ustroje są przy stosowaniu nitowania albo niemożliwe, albo bardzo trudne do wykonania.



Ryc. 2.
Most w Houston.



Ryc. 3.
Most pod Łowiczem.

Belki walcowane nieotulone betonem można wzmocnić na te same wpływy przez zastosowanie żeber z płaskowników dospojonych do ścianek i stopek dźwigarów.

Trzecim wreszcie sposobem wzmocnienia dźwigarów przy pomocy spawania jest rozcięcie ich na odpowiedniej części nowej blachy z zespojeniem krawędzi styku, a tem samym znaczne zwiększenie wysokości belki (ryc. 1). Ustrój ten nadaje się specjalnie dla belek ciągłych i ramowych, w miejscach, gdzie lokalnie moment zgięcia się zwiększa (a więc w belkach ciągłych na

b) Blachownice spawane składają się zazwyczaj z blachy pionowej i blach poziomych o odpowiedniej szerokości i grubości (ryc 2). Usztywnia się je przy pomocy żeber z płaskówek. Mostów spawanych tego typu jest już bardzo dużo, o rozpiętościach dochodzących do 30 m. Są one stosowane tak w mostach drogowych, jakoteż i kolejowych. Kongres mostowy parwski już w roku 1932 wypowiedział się za stosowaniem tego rodzaju konstrukcyj spawanych w budownictwie mostowym. W Niemczech blaszane mosty kolejowe dochodzą do 25 m rozpięto-

ści. W Polsce drugi most pod Łowiczem o rozpiętości $17,0\text{ m}$ został zbudowany jako blaszany o dwu belkach głównych (w roku 1931).

c) Belki kratowe trójkątowe widzimy i w mostownictwie drogowym i kolejowym. Buduje się je już od 25 m rozpiętości w górę. Konstrukcje takie spotykamy prawie we wszystkich państwach, w których spawanie silnie się rozwinęło (por. ryc. 3, most pod Łowiczem, oraz ryc. 4, most w Pilźnie w Czechosłowacji o rozpiętości $49,20\text{ m}$).

jów rurowych (kładka w Trisanna, most daung w Indjach, oraz projekt mostu inż. Nechaya).

Z mostów innych typów wymienię kowy o rozpiętości 40 m również nieda zna, oraz kładkę wiszącą w Ponte (Szwajcaria) o rozpiętości 52 m (ryc. 6) cie z mostów ruchomych most obrotowy dawie o rozpiętości $21,79 + 13,85 = 35,6$ szerokości $9,40\text{ m}$.

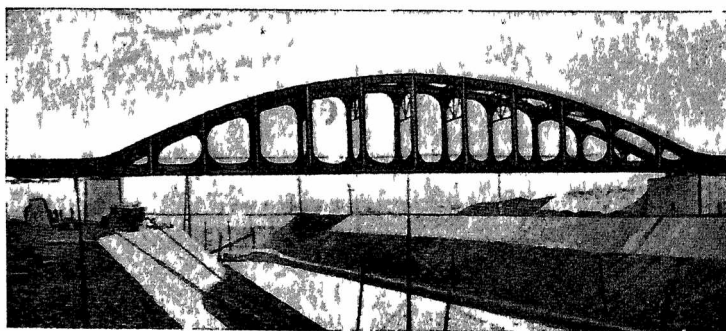
To krótkie zestawienie świadczy, że



Ryc. 4.
Most w Pilźnie.

W Belgji stosuje się raczej kratę bezprzekątniową (ryc. 5), która zdaniem inżynierów tamtejszych daje ładniejszy wygląd mostom, tem bardziej, że metody obliczenia stosowane tam (odmienne od niemieckich) pozwa-

wszystkie ustroje statyczne zostały już dzone w zakres spawania konstrukcyjnych. Na wszystkie te zastosowania częściowo z obawami, czy i do jakiego s one udadzą. Kilka lat dzielących nas



Ryc. 5.

lają na znaczną smukłość słupów kraty, a tem samem czynią ją lekką i zbliżoną wyglądem do łuku ze ściągami. W ostatnich dwu latach zbudowano w Belgji 24 mostów tego typu o rozpiętości od 34 m do 68 m , usuwając prawie w zupełności stosowanie nitów w budowie nowych mostów drogowych.

Który z typów mostów kratowych rozwinie się więcej, nie można dzisiaj stawiać horoskopów. Zdaje się, że zależnie od regionów. U nas, podobnie, jak w przeważnej części Europy i Ameryce uważane są mosty o kracie trójkątowej za korzystniejsze, gdyż dające się łatwiej i pewniej obliczyć i za ekonomiczniejsze.

Jako zupełnie odrębny, ciekawy dział, wymienię mosty wykonane przy zastosowaniu przekro-

wykonania, daje pewność, twierdzenia udało.

Cóż jest zresztą lepszym kryterjum danej konstrukcji, jeżeli nie rozpowszechnienie w świecie i szybkość tego rozpowszechnienia na odpowiednich doświadczeniach. Spójrzmy już nie w odległą Amerykę celujemy, ale dookoła nas, w najbliższe nas otoczenie.

Administracja belgijska wykonująca budowy na lata 1933 i 1934 miała do wyboru mostów nitowanych czy 24 spawanych. W tym namyśle i gruntownie zbadani mosty spawane. W Niemczech buduje kolejowe mosty spawane o rozpiętości 25 m i wykonywa się już typy kolej-

stów spawanych do 11 m rozpiętości. W Czechosłowacji buduje się mosty spawane o rozpiętości do 50 m. W Jugosławii każdy rok przynosi nowe mosty spawane; buduje się je w Austrii, na Węgrzech, w Szwecji (i tu i tu już ponad 50 m rozpiętości). W Rosji Sowieckiej istniejące mosty kolejowe spawane dochodzą do 45 m rozpiętości, a w przygotowaniu jest most o rozpiętości 100 m na skutek wyżej wspomnianych korzystnych doświadczeń.



Ryc. 6.
Kładka w Ponto Valentino.

W bezpośrednim sąsiedztwie tych państw, które w dziale mostów spawanych z roku na rok

Inż. HENRYK HONHEISER

Badania stali i stalowych elementów konstrukcyjnych.

Metodyczne badania stali, przeprowadzane celem cyfrowego określenia jej wytrzymałości i własności mechanicznych posiadają już swoją tradycję i wraz z rozpowszechnianiem się stali jako materiału konstrukcyjnego stały się wzorem analogicznych badań innych materiałów.

Normalnie, stal używana w konstrukcjach budowlanych badana jest bezpośrednio w zakładach produkujących ją, t. zn. hutach. Dzięki temu dostaje się ona na budowę jako materiał jednorodny, o stałej i dokładnie określonej wartości użytkowej.

Badania, o których mowa, zwykle obejmują: próbę na rozciąganie, próbę na zginanie, próbę twardości oraz próbę spawania. Najbardziej przyjętą jest próba na rozciąganie, gdyż daje ona cyfry, które w 75% pozwalają na wystarczającą ocenę materiału. Próba ta zaleźnie od swego przebiegu pozwala wnosić o elastyczności, ciągliwości, kruchości i plastyczności materiału i dlatego normalnie wystarcza dla określenia wytrzymałości stali przeznaczonej do konstrukcyj budowlanych. Można przeprowadzać również próbę spawalności stali, ale przy produkowanych u nas gatunkach potrzeba ta zwykle nie zachodzi.

postępują ogromnymi krokami, stanowi dzisiaj Polska oazę zacofania w bratniej zgodzie z Litwą. Z poziomu państwa, które pierwsze umiało powziąć decyzję na budowę mostu spawanego, spadliśmy do ostatniego rzędu. Traci na tem państwo, gdyż za tę samą cenę mieć może o 10—20% więcej stalowych konstrukcyj mostowych, albo niejednokrotnie mogłoby mieć most stały zamiast drewnianego za niewiele wyższą cenę. Tracą na tem warsztaty konstrukcyjne, którym utrudnia się przez to modernizację odpowiednio do postępów techniki. — Traci na tem siła obronna państwa, gdyż przystosowanie produkcji do spawania, podczas pokoju daje możliwość użytkowania tego mostu podczas wojny, przy ogromnie rozciąglej gamie zastosowań.

Konserwatyzm w technice jest wygodny. Postęp wymaga nie tylko wysiłku mózgu, ale i mnóstwa energii na zwalczanie szablonu i uprzedzeń. Instytucje są wogóle konserwatywne, nieraz nawet bardzo. W swym pięknym referacie o mostach kolejowych, zaznaczył dr. Szelański, że polskie budownictwo mostowe trzyma się tych samych zasad, jakich trzymało się przed 25 laty. Ta w możliwie uprzejmej formie podana krytyka, świadczy wyraźnie o konieczności zmiany tego stanu rzeczy.

Wobec postępów naszych sąsiadów trzeba, abysmy wyszli z tej unji z Litwą i wprowadzili budownictwo mostowe na nowe tory. Przy wprowadzeniu nowych metod pracy konieczna jest przezorność, by nie być lekkomyślnym, ale potrzebna jest i oparta na odpowiednich badaniach odwaga. Kraj, który w technice nie postępuje, cofa się. Postępowi musi towarzyszyć wiedza, rozważa i przezorność, lecz prowadzić go musi odwaga i śmiałość.

Obie wymienione próby zarówno na rozciąganie jak i spawanie określone są obowiązującymi normami, których ścisłe przestrzeganie wystarczy do ustalenia bezpieczeństwa budowli i uniknięcia rozbieżności w zapytywaniach co do wyników badań. Pozostaje natomiast do wyjaśnienia, czy przyjmowany obecnie stopień bezpieczeństwa względnie pewność konstrukcyj stalowych nie są za duże. Pożądane byłoby dlatego bliższe oświetlenie i wysnucie praktycznych wniosków z badań nad zachowaniem się stali w granicach płynności. Należałoby zbadać, czy dotychczasowe oznaczanie dopuszczalnych naprężeń dla stali nie powinno ulec zmianie, tak ażeby wyzyskując specyficzne własności tego rodzaju materiału jak stal, naprężenia dopuszczalne dla niej podnieść, przez co zwiększyłoby się ekonomiczność konstrukcyj stalowych. Należy zaznaczyć, że naprężenia dopuszczalne dla stali w innych państwach zostały podniesione do wartości wyższych niż u nas i że produkując materiał równie dobrej jakości jak inni zostaliśmy tu niecc w tyle.

Wogóle zaś, w podejmowanych u nas badaniach stali jako materiału należałoby przestrzec przed jednostronnością, do jakiej może dopro-

wadzić ściśle utylitarne traktowanie badań pod kątem widzenia wyłącznej ich przydatności dla odbiorców. Nieznaczna ilość obszernych i systematycznych własnych badań naukowych powoduje często niezyciowe stawianie wymagań na podstawie zestawiania luźnie zebranych obcych prób.

Badania stalowych elementów konstrukcyjnych obejmują przeważnie połączenia konstrukcyjnych stalowych, stropy i słupy. Na pierwszym miejscu należy tu wymienić spawanie i elementy spawane. Wykonano u nas w tej dziedzinie dużą ilość prac dotyczących badania wytrzymałości spoin rozmaitego rodzaju, przy użyciu różnych materiałów i metod spawania; badania połączeń nitowanych wzmocnionych spawaniem, dźwigarów wzmocnianych nakładkami i żebrami przyspawanymi i szereg innych. Prace te, zresztą dostatecznie znane, zyskały nam uznanie i powinny być kontynuowane, ażebyśmy nie utracili tutaj przodującego stanowiska.

Badania stalowych elementów konstrukcyjnych nie powinny ograniczać się jednak do badań wyłącznie laboratoryjnych, lecz należałoby je przenieść w teren i objąć nimi również gotowe konstrukcje.

W wypadkach specjalnych powinno się przeprowadzać badania zespołów konstrukcyjnych w naturalnej skali. Wyniki tego rodzaju badań laboratoryjnych wskazałyby, czy stosowane metody obliczenia są słuszne i czy uwzględniając współdziałanie elementów konstrukcyjnych oraz częściowe ich utwierdzenie nie możnaby zmniejszyć przekrojów oraz obniżyć kosztów konstrukcji.

Osobną dziedzinę badań w konstrukcjach stalowych stanowi rozszerzenie tych badań na materiały używane w budownictwie dla konstrukcyjnych stalowych i wzajemnie się z nimi uzupełniające. Chodzi tu przede wszystkim o prace dotyczące współdziałania stali i betonu, oraz użycia najwłaściwszych materiałów zastępczych w konstrukcjach stalowo-szkieletowych. Doświadczenia wykonane ze słupami betonowymi otulonymi stalą wskazują, że problem konstrukcyjny betonu-stalowych jest u nas też aktualny. Prace te należałoby kontynuować, oraz podjąć badania obetonowanych dźwigarów zginanych. Wyjaśnienie współdziałania betonu i stali w konstrukcjach mogłoby szczególnie w stropach i płytach doprowadzić do uzyskania tanich rozwiązań konstrukcyjnych.

Z wykonywaniem ekonomicznych konstrukcyjnych stropowych wiąże się również możliwość stosowania w nich siatek jednolitych ze stali. I tutaj odpowiednie badania już zainicjowano, a ściągnięcie ich do wspólnego mianownika, wraz z wyjaśnieniem zagadnienia lekkich dźwigarów stalowych, pozwoli określić przydatność siatek jednolitych do stropów w konstrukcjach stalowo-szkieletowych oraz w zwykłych stropach na dźwigarach.

Z budownictwem stalowo-szkieletowym wiąże się ściśle kwestja materiałów zastępczych i badań nad nimi. W dużej ilości produkowanych u nas materiałów, które można stosować do wypełnienia ścian szkieletów stalowych, niewiele

ujętych jest systematycznymi badaniami, szczególnie jeżeli chodzi o równoczesne oznaczanie wytrzymałości oraz własności izolacyjnych termicznych i akustycznych. Dokładne zbadanie najwłaściwszego doboru i sposobu używania tych materiałów na ściany i stropy, zapobiegłoby na przyszłość niespodziankom i niepotrzebnym wydatkom.

W budownictwie przemysłowym (chłodnie wieżowe i t. d.) dużą rolę w oznaczeniu wymiarów konstrukcyj odgrywa wielkość parcia wiatru. Dawne przyjęcia co do tych wartości przyjmowane w obliczeniach, uległy w innych krajach pewnej modyfikacji. Ze względu na to, że posiadane u nas urządzenia aerodynamiczne dla badań lotniczych mogłyby być wyzyskane również i dla badań wpływu parcia wiatru na budowle oraz konstrukcje stalowe, należałoby podjąć odpowiednie badania również i w tym kierunku.

Podobnie wykonywane są przez rozmaite instytucje badania odporności budowli na obronę przeciwlotniczo-gazową. Wyniki tych badań, w szczególności dotyczące działania wstrząsów i ognia na budowle, powinny być opublikowane, tak, ażeby uzyskać pewne wytyczne dla wykonywania ważniejszych budowli z zapewnieniem im dostatecznego bezpieczeństwa obronnego.

Badania ognioodporności materiałów powinny wogóle zostać skoordynowane i objąć całe elementy budowlane, jeżeli zaś chodzi o konstrukcje stalowe, dać podstawy do ustalenia najwłaściwszej otuliny szkieletów stalowych.

W końcu należałoby podjąć systematyczne badania w zaniebanej dotąd, i wyłącznie stali dotyczącej dziedzinie, a mianowicie nad ochroną konstrukcyj stalowych przed rdzą.

W ogólności walce nauki i techniki z rdzą zachowaliśmy dotąd niemal ścisłą neutralność. Zostaliśmy w tyle, a odrobienie zaległości jest tem ważniejsze, że zagrożenie korozji jako związane z klimatem, pozwala w niedużej zaledwie mierze na wykorzystanie długoletnich i bardzo cennych doświadczeń innych państw. Badania metalurgiczne i technologiczne stali małego korodujących, przeprowadzane u nas dotychczas w różnych miejscach, przedstawiają dużą wartość i skoordynowaniem ich zająć się winna sekcja metali Związku Badania Materiałów.

Inżynierów budowlanych obchodzi przede wszystkim powłoki rdzochronne. Badania, które należy podjąć w tej dziedzinie, winno doprowadzić do metodycznego ujęcia zagadnienia wspólnie z laboratorjami zakładów produkujących farby rdzochronne, oraz wyjaśnić jakich powłok używać należy w naszych warunkach klimatycznych i jak je wykonywać. Materiały stosowane dotychczas są niejednolitej produkcji i nieuwzględniają różniczkowania potrzeb, dając bardzo niejednolite, najczęściej słabe rezultaty.

Oprócz prób laboratoryjnych, w badaniu powłok rdzochronnych należy położyć duży nacisk na badania terenowe oraz gotowych konstrukcji, jako bardziej odzwierciedlające istotny stan zachowania się powłok.

Wszystkie wymienione problemy, dotyczące badania stali i stalowych elementów konstruk-

adnieniami, z którymi inżynieryka się bardzo blisko. Znajomość i wyników tych badań ma znaczenie naukowe, ale również ściśle praktyczne na podniesienie ekonomii

budowy. W warunkach dzisiejszych, gdzie walory gospodarcze są w wielu wypadkach czynnikiem decydującym o wyborze materiału konstrukcyjnego, zasługuje to na szczególne podkreślenie.

IMIELEŃSKI

Drogi stalowo-rusztowe.

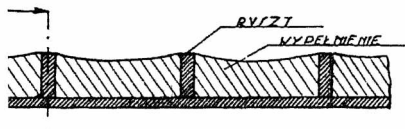
Wzrost zastosowania żeliwa i stali sięgają 1852 r. w Anglii i U. S. r. w Polsce. Jednakże dopiero w ostatnich latach zaczęły dawać dobre rezultaty w doświadczeniach z drogami zbrojonymi stalowymi, płytkami żeliwnymi w Anglii, systemem elementów żeliwno-żelaznych, rusztów żeliwnych systemu Roscher i innych, można mówić o możliwościach zastosowania stalowych i żeliwnych. W Niemczech, w szczególności w związku z budową dróg z rusztów stalowych i wygodę w wybudowaniu odcinka próbnego na możliwość bezpośrednich doświadczeń zajęliśmy jedno z przodujących miejsc nad zastosowaniem stali do bu-

nowościowo czas doświadczeń czynionych w krajach nad budową dróg ze stali nie pozwala twierdzić napewno, że system ten jest najlepszy. Nieusztów ze stali systemu Roscherowe wyniki doświadczeń pozwalają na to, że system ten zajmuje czołowe miejsce w budowie dróg stalowych.

W Niemczech próby robione u nas z tym systemem materiału doświadczalnego, w szczególności jego omówienie.

Wzrost rusztowej jest przyjmowaniem obciążenia przez zęba stali, które w ich rozkładanie na podłożu. Wzrost rusztowej ma znaczenie drugorzędne, zasadą co w budowlach szkieleto-żelaznych przenosi obciążenia, — w szczególności rolę przegród i izolacji.

Wzrost rusztowej jak widać na przekroju nawierzchni na ryc. 1 części stalowe winny być wypełnione materiałem wypełniającym, który ma zagłębić się pomiędzy rusztem.



Ryc. 1.
Przekrój nawierzchni rusztowej.

Wzrost rusztowej przykrycie rusztu materiałem ma na celu możliwość wciśnięcia rusztu do podłoża. Wzrost rusztowej po pewnym czasie wierzchnia warstwa zostaje wtłoczona lub starta i ruszt staje się odkryty. Wtedy dopiero ruszt powinien być przykryty. Błędem zatem jest odkrywanie rusztu, jest początkiem niszczenia nawierzchni. Materiał wypełniający

bowiem ściera się między rusztem na kilka mm poniżej powierzchni i proces ten ustaje. Następnie zaczyna ścierać się powierzchnia rusztu co praktycznie ma znaczenie minimalne. O ile do wypełnienia zastosujemy materiał, który nie będzie się wykruszał z rusztu, to nawierzchnia taka winna być trwała, gładka i łatwa w konserwacji. Ma ona jeszcze tę zaletę, że powierzchnia jej, jak widać z przekroju na ryc. 1 jest lekko skarbowana, co pozwala na wiele większą przyczepność niż na drogach zupełnie gładkich.



Ryc. 2.
Widok układania rusztów i ich łączenia.

Wzrost rusztowej w planie płaskownicy ustawione są zygawkowato, gdyż jak się okazało w ten sposób równomiernie przenoszą one obciążenia na podłożu.

Obliczenie rusztu robi się biorąc pod uwagę trzy powody jego zniszczenia: 1. działające siły, 2. zużycie od starcia i 3. działanie rdzy.

Badania wytrzymałości rusztu na obciążenia przeprowadził prof. Politechniki w Grazu dr. inż. F. Brunner, który dokonał doświadczeń z rusztem o ciężarze 35 kg/m, poddając go działaniu siły skupionej 6 ton i otrzymał rezultaty bardzo dobre. Co prawda obecnie używane ruszty są nieco lżejsze, 20—30 kg/m, jednakże o ile przy doświadczeniach siła 6 ton przykładana była poziomo do powierzchni rusztu, o tyle w rzeczywistości, biorąc nawet pod uwagę maksymalne spadki oraz siłę hamowania, składowa pozioma stanowi część tylko całkowitego obciążenia. Doświadczenia na przełęczy Pösch, gdzie spadek drogi dochodził do 16%, potwierdziły te badania w zupełności.

Ścieralność rusztów może być praktycznie nie brana pod uwagę, gdyż jest bardzo mała i większe daleko szkody spowodować tu może działanie rdzy. Złe warunki atmosferyczne jakim pod-

legać może ruszt, każą zwrócić baczną uwagę na ten problem. Pierwszy próbny odcinek 5-cio metrowej długości ułożony koło Fahnsdorfu w Austrii zdjęty po 2,5 latach i poddany badaniom laboratoryjnym, wykazał przeżarcie przez rdzę 1,4% ciężaru rusztu, co w ciągu 25 lat powinno wynieść w przybliżeniu 15%. Użycie materiałów bitumicznych jako lepiszcza wypełnia bardzo dobrze, zabezpiecza części stalowe od działania wilgoci. Dlatego też ostatnio spodnie części płaskowników, do których smołowanie nie dochodzi, są przed ułożeniem rusztu pokrywane warstwą smoły. Nie mniej, aby bardziej wydatnie uodpornić stal przed rdzewieniem, można dodać 0,4% miedzi, lub innej przeciwrdzewnej domieszki. — Zwracać także należy uwagę, aby materiał wypełniający nie zawierał składników, które z wodą mogą dawać połączenia kwasowe nadżerające stal.

Niżej przytoczone doświadczenia, poczynione w różnych krajach Europy rzucają nam światło na następujące zagadnienia, wyłaniające się przy wykonaniu i konserwacji tego typu nawierzchni. Mianowicie: 1. wykonania podłoża, 2. wykonania rusztu, 3. ułożenia i zabezpieczenia rusztu przed poruszeniami, 4. materiału wypełniającego, oraz 5. konserwacji.

Pierwszy odcinek stalowo - rusztowy ułożony został w Austrii koło Fahnsdorfu w roku 1931 i zdjęty po 2 i pół latach. Odcinek ten o długości 5 m był wykonany z silnych płaskowników 26×6 mm. Badania laboratoryjne wykazały minimalne tylko ślady starcia przy obciążeniu 1,200 tonn/dobę oraz niewielkie stosunkowo zniszczenie przez rdzę, o czym mówiłem już wcześniej.

Następny odcinek o długości 30 mb został ułożony koło Wiednia z płaskowników wysokości 26 i 22 mm przy dużym natężeniu ruchu: 5.000 tonn/dobę. Odcinek ten nie dał dobrych rezultatów, ze względu na złą masę wypełniającą, którą do niego zastosowano. Asfalt lany ułożony tam, ze względu na dużą twardość, wykruszył się pomiędzy prętami, dając nierówną powierzchnię. Wypełnienie to zostało usunięte i zastąpione betonem, jednakże popełniono tu ten błąd, że ruszt pokryto ze zbyt dużym naddatkiem, tak że do tychczas nie wyłonił się on jeszcze na powierzchnię i pracuje tylko pośrednio, jak przy nawierzchniach żelazo-betonowych.

Trzeci odcinek w Europie wybudowany został w roku 1933 w Polsce koło Chorzowa na długości 100 mb. Odcinek ten miał w chwili budowy duże natężenie ruchu: 4.500 tonn/dobę, które obecnie spadło w przybliżeniu do 3.000 tonn/dobę. Ruszt ułożono na odcinku prostym o spadku 1% i szerokości w koronie 6 m. Na dwa tygodnie przed ułożeniem rusztów zruszono starą szabrownkę i zawałowano na nowo przy dodaniu potrzebnej ilości tłuczniwa porfirowego, nadając profil poprzeczny paraboliczny o różnicy poziomów 80 mm między osią, a krawędzią drogi. Drogię tę następnie oddano do ruchu celem dokładnego jej zajeżdżenia. Ruszt przygotowany przez Hutę Królewską był w 2-ach rodzajach: lekki, o wadze 25 kg/m i ciężki, 30 kg/m². Ruszt składał się z wstęg zygzakowatych przyspawanych w odstępach 62,5 mm na podłużnicach z płaskówek 40,5 mm, leżących w odstępach 240 mm. Wymia-

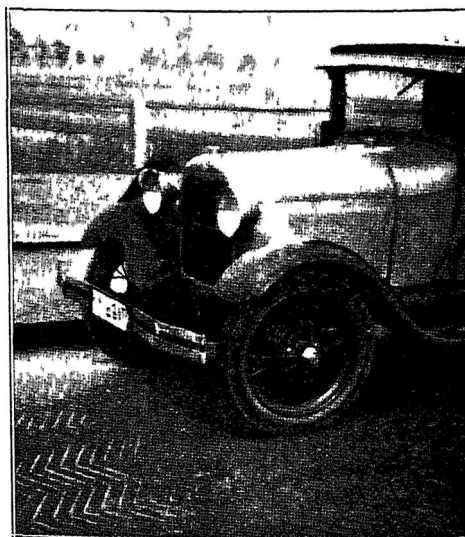
ry wstęg w typie lekkim wynosiły 20×6 mm, przy ciężkich 22×7 mm.

Elementy wykonane w warsztatach i sprawdzone na budowę, były metrowej długości oraz o szerokości połowy drogi t. j. 3 m. Elementy łączone były na śruby, co potem zostało zarzucone, celem skrócenia czasu i zmniejszenia kosztu łączenia i zastąpione sworzniami zaginane. Pośrodku drogi został zrobiony szew z dwóch kątowników 30×30×5 połączonych śrubami poziomymi. Szew ten okazał się niepraktyczny i odcinek 27 m potem zdarty i ułożony bez szwu pośrodku zachowuje się o wiele lepiej od pozostałych.



Ryc. 3.
Wypełnienie rusztu.

Celem przekonania się jaki materiał najlepiej nadawać się będzie do wypełnienia rusztu, podzielono odcinek na cztery części po 25 m każdy. Rozkład wypełnienia oraz miejsce ułożenia rusztu lżejszego i cięższego został uwidoczniiony na następującej tabliczce, zaczerpniętej z referatu wygłoszonego na III. Polskim Kongresie Drogowym przez inż. Emila Łazoryka p. t. „Budowa dróg stalowo - rusztowych“.



Ryc. 4.
Droga stalowo - rusztowa po wypełnieniu.

metry :	Katowice				Chorzów
	0	25	50	75	100
Ruszt :	l e k k i 25 kg/m			c i ę ż k i 30 kg/m	
Kotewki :	z a c e m e n t o w a n e			l u ż n e	
Podsypka :	grysyk granitowy 5—15 mm	grysyk 5—15 mm	komdrobit 5—15 mm	granit luźny 5—15 mm smołowany	
Wypełnienie :	grysyk dol. 2—6 mm maż. superspraybit	termak 2—6 mm	komdrobit	limbit	

Przed ułożeniem rusztu podsypano warstwę 20 mm podsypki, której rozkład uwidoczniono na tablicy w rzędzie środkowym.

Celem zabezpieczenia rusztu przed podnoszeniem się po bokach zostały założone kotwy, najpierw o długości 25 cm co pół m 1 m i 3,5 m. Okazało się jednak, że kotwy te są niewystarczające, gdyż poruszały się niedługo po założeniu i przestały pracować, wobec tego okazało się koniecznym założenie nowych kotew 0,5 m długości.

Ponieważ miałem możność oglądać ten odcinek na drodze Katowice—Chorzów, po prawie 2-letnim jego użytkowaniu, mam możność podzielenia się poczynionymi przemnie spostrzeżeniami.

Ruszt nie wykazuje tendencji do deformacji poza jednym miejscem, gdzie został on przy poboczu wgnieciony, prawdopodobnie spowodu złego wykonania podłoża. Zauważyłem jeden tylko pręt, którego szew spawany puścił i który sprężynuje. Jak z tego widać, spawanie całkiem dobrze wytrzymuje tu uderzenia dynamiczne. Szew pośrodku natomiast okazał się niepraktyczny, gdyż miejscami sprężynuje i powoduje wykruszanie się wypełnienia.

Przechodząc kolejno poszczególne odcinki można zauważyć, że wypełnienie grysykiem granitowym, skropionym asfaltem krajowym Superspraybitem ma tendencję do luźnego dosyć trzymania się w ruszcie, tak, że dość łatwo może on być wykruszony, szczególnie po zmniejszeniu się zawartości lepiszcza, mimo, że obserwowano pewną tendencję do regeneracji tego ostatniego kierunku zdołu do góry w miesiącach letnich. W każdym razie okazało się koniecznym skropienie nawierzchni superspraybitem na jesieni 1934 r., t. j. w 1½ roku po wybudowaniu drogi. Skrapianie wypełnienia co 1½ roku nie jest zbyt kosztowne, a pewna luźność wypełnienia nie groźna ze względu na jego rolę drugorzędną, natomiast wypełnienie superspraybitem jest najtańsze ze wszystkich próbowanych pod Chorzowem; okazać się zatem może ekonomicznym zastosowanie go w pewnych wypadkach zależnie od warunków miejscowych. Termak (masa wielkopieczowa smołowana) jest wypełnieniem nieco za mało elastycznym, co powoduje tworzenie się szczelin przy prętach i odkruszanie się substancji. Komdrobit zachowuje się najgorzej. Wykrusza się w wielu miejscach i źle współpracuje z rusztem. Część pokryta limbitem nie odsłoniła jeszcze prętów stalowych, trudno zatem określić

jak wówczas będzie się ona zachowywać. Jak dotychczas jest to najlepiej i najrówniej trzymające się wypełnienie. Z tych spostrzeżeń wnioskować należy, że im większa jest zawartość bitumu w masie wypełniającej, tem elastyczniej i lepiej współpracuje ona z rusztem.

We wrześniu 1933 r. został otwarty 4 odcinek położony koło Witkowic w Czechosłowacji na rozwidleniu się dróg i na krzyżowni. Materiałem wypełniającym jest żużel wielkopieczowy. Zbyt krótkie kotwy założone spoczątku musiały być potem zastąpione większymi, umieszczonymi w specjalnych kostkach betonowych. Wyniki tej drogi są zupełnie dobre.

Najgorzej wypadły próby w Niemczech. Odcinek 100 mb ułożony w tym czasie koło Düsseldorfu łącznie z innymi 4-ma typami dróg stalowych i żeliwnych — przechodził różne fazy. Zamiast śrub zastosowano tu zawlecarki. Wypełnienie dano z asfaltu lanego, kruchego.

Skutkiem mało sztywnego połączenia elementy poruszyły się, powodując spękanie sztywnej i kruchej nawierzchni asfaltowej. Zespawano wobec tego elementy, co jednak przy podniesieniu się temperatury w lecie spowodowało w rezultacie sfalowanie powierzchni. Musiano wobec tego częściowo wycinać elementy stalowe i powrócić do śrub.

Jeżeli chodzi o wytrzymałość rusztu, to zdał on egzamin w próbie odcinka 10 mb w Austrii na przełęczy Pötsch, ułożonego wkońcu 1933 r. Zastosowano ruszt najcięższy 35 kg/m². Brak silnego podłoża, znaczny ruch i co najważniejsze bardzo duży spadek, stwarzają wyjątkowo niekorzystne warunki. Mimo to relacje zeszłoroczne są jaknajlepsze.

Szereg innych prób wykonanych jest obecnie w różnych państwach Europy i Ameryki.

Dobre wyniki uzyskane na próbnym odcinku pod Katowicami, spowodowały, że nasze władze drogowe odnoszą się przychylnie do budowy w tym roku dwóch odcinków, jednego na Śląsku, a drugiego pod Warszawą, tym razem jednak już o długości 2 km każdy.

Te dość duże już odcinki spowodują konieczne zmiany w wyrobie rusztów. Spawanie ręczne zostanie zarzucone i obecnie odbywają się w Królewskiej Hucie próby z nową maszyną do spawania, oraz drugą do gięcia rusztów systemem inż. Szwabowicza, dla produkcji masowej. Na doświadczenia z temi maszynami i pierwszą produkcję na szerszą skalę czekają wszystkie państwa, przeprowadzające próby z rusztami systemu Roscher. Jako materiał wypełniający

wzięty został pod uwagę limbit i superspraybit, które dały najlepsze wyniki w próbie pod Chozowem.

O budowie dróg stalowo-rusztowych pisali

u nas prof. Emil Bratro „Nawierzchnia drogową z rusztu stalowego“ oraz inż. Emil Łazoryk „Budowa dróg stalowo-rusztowych“, do których to wydawnictw odsyłam zainteresowanych.

Bibliografja

Książki nadesłane do Redakcji.

Feliks Markowski. „Polskie dwory zwyczajne i obronne XVI—XIX w.“ Lwów, 1935. Gubrynowicz i Syn. (Zwięzłe streszczenie obszerniejszej pracy, która na razie nie mogła się ukazać z powodu trudności ekonomicznych).

Inż. Witold Budryk. „Wspólna praca kilku wentylatorów w normalnych systemach wentylacyjnych“. Odb. z *Przeglądu Górniczo-Hutniczego*. Sosnowiec 1935.

Inż. Tadeusz Laskowski. „Węgiel koksujący jako spoiwo do brykietowania mialu“. Odb. z *Przeglądu Górniczo-Hutniczego*, Sosnowiec 1934.

Prof. Dr. Inż. A. Rożański. „Bezpieczeństwo urządzeń przeciw powodziom, na tle ostatniej powodzi w dorzeczu Wisły“. Odb. z *Przeglądu Technicznego*. Warszawa 1935.

Inż. W. Twardowski. „15-lecie Państwowej Szkoły Budownictwa w Poznaniu 1920—1933“. (Wydawnictwo to, obok części historyczno-statystycznej, zawiera również rozdział poświęcony działalności badawczej Stacji doświadczalnej materiałów budowlanych przy Państw. Szkole Budownictwa i Mierniczo-Meljoracyjnej w Poznaniu).

Prof. Wł. Łoskiewicz. „Pierwsza setka wychowanków Wydziału Hutniczego Akademii Górniczej w Krakowie“. Odb. z *tyg. Polska Gospodarcza*, Warszawa 1935.

Albin Schubert. „Selbstkostenrechnung im Schutte- und Stanzenbau. Lipsk, Dr. Max Jänecke, Verlagsbuchhandlung, 1935.

Nekrologja

Ś. p. Inż. Feliks Kucharzewski, Doktor h. c. Politechniki Lwowskiej, Profesor honorowy Politechniki Warszawskiej, B. Prezes Komitetu Kasy im. Dr. Mianowskiego, Członek Polskiej Akademii Nauk Technicznych, Akademii Umiejętności w Krakowie, etc. etc. zmarł dnia 12 czerwca 1935 r.

przeżywszy lat 86. Zmarły był członkiem Polskiego Tow. Politechnicznego od roku 1882.

W Jarosławiu zmarł Inż. Zygmunt Sobolewski, em. Radca budowlany, członek P. T. P. od roku 1893.

W dniu 20 czerwca b. r. zmarł we Lwowie Dr. Inż. Leon Popławski, emer. Naczelnik Warsztatów P. K. P. Zmarły był członkiem P. T. P. od roku 1911.

Cześć Ich pamięci!

Sprawy Towarzystwa

Ukonstytuowanie się Wydziału Głównego P. T. P.

Na posiedzeniu dnia 3. czerwca 1935 r. ukonstytuował się wybrany na Walnem Zgromadzeniu Członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego dnia 22. maja br. Wydział Główny P. T. P. w następujący sposób:

Prezes: Inż. Stanisław Rybicki. Wiceprezisi: Rektor Prof. Dr. Otto Nadolski, Inż. Paweł Prachtel Morawiański. Sekretarz: Inż. Zygmunt Marynowski, zastępcy sekretarza: Inż. Liberat Krasucki, Inż. Adam Heyda. Skarbnik: Inż. Andrzej Nosowicz. Zastępca skarbnika: Inż. Edward Bronarski (kooptowany w miejsce Inż. A. Tomaszewskiego). Redaktor *Czasop. Techn.*: Dr. Inż. Witold Aulich. Zastępca redaktora *Czasop. Techn.*: Dr. Inż. Mieczysław Bessaga, zast. członka Wydziału. Administrator *Czasop. Techn.*: Dr. Inż. Edmund Wilczkiewicz, zast. członka Wydziału. Zast. Administratora *Czasop. Techn.* i Gospodarz lokalu: Inż. Eljasz Zielski, zast. członka Wydz. Administrator domu: Prof. Inż. Dionizy Krzyczkowski. Zast. administratora domu: Inż. Stanisław Serafin. Bibliotekarz: Dr. Inż. Aleksander Pareński (złożył dnia 4. VI. b. r. na ręce Prezesa Inż. St. Rybickiego oświadczenie, że nie przyjmuje mandatu Bibliotekarza P. T. P.). Członkowie Wydziału: Inż. Fryderyk Blum, Inż. Gustaw Chmielewski, Inż. Stanisław Kozłowski, Prof. Dr. Maksymilian Matakiewicz, Dr. Inż. Stanisław Ochęduszek, Inż. Bronisław Welcher, Prof. Inż. Kazimierz Zipser.

TREŚĆ: Stefan Bryła: Ekonomiczne i techniczne walory spawania konstrukcyj stalowych. — Inż. Paweł Jakowlew: Organizacja budowy domów o szkielecie stalowym. — Inż. Dr. Franciszek Szelański: Mosty stalowe na Polskich Kolejach Państwowych. — Inż. Ludwik Tyłbor: Krótki zarys budowy stalowych mostów drogowych w Polsce. — Stefan Bryła: Stalowe mosty spawane. — Inż. Henryk Honheiser: Badania stali i stalowych elementów konstrukcyjnych. — Inż. Andrzej Chmieleński: Drogi stalowo-rusztowe. — Bibliografja. — Nekrologja. — Sprawy Towarzystwa.

Adres Redakcji i Administracji:

Lwów, ul. Zimorowicza 1. 9.

Konto P. K. O. 151.857.

Telefon Nr. 226-60.

Prenumerata kwartalna wynosi z przesyłką poczt. w kraju 8 zł.

Numer pojedynczy kosztuje: 1 zł. 60 gr.

Ogłoszenie jednorazowo na $\frac{1}{1}$ str.	Zł. 240
" " " $\frac{1}{2}$ "	140
" " " $\frac{1}{4}$ "	80
" " " $\frac{1}{8}$ "	50
" " " $\frac{1}{16}$ "	30

Ogłoszenia na miejscach uprzywilejowanych, specjalnie rezerwowanych: o 25% drożej. Przy ogłoszeniach powtarzanych lub stałych, odpowiednie opusty.

Redaktor naczelny i odpowiedzialny Inż. Dr. W. Aulich.

Nakładem Polskiego Tow. Politechnicznego we Lwowie.