

PRZEGLĄD BUDOWLANY

ORGAN STOWARZYSZENIA ZAWODOWEGO PRZEMYSŁOWCÓW BUDOWLANYCH R. P.
I DELEGACJI STAŁEJ ZRZESZEŃ PRZEMYSŁOWCÓW BUDOWLANYCH R. P.

BUILDING REVIEW — REVUE DU BATIMENT — BAURUNDSCHAU
WARSAW VARSOVIE WARSCHAU

REDAKCJA I ADMINISTRACJA: WARSZAWA, WIDOK 22. TELEFON 287-00.

ZESZYT 11

ROK 1933

ROK V

I. LUFT

CZEGO OCZEKUJEMY OD USTAWY O ROBOTACH NA RZECZ SKARBU PAŃSTWA I SAMORZĄDU?

Zainteresowanie przemysłu budowlanego wobec projektowanej ustawy (ściśle mówiąc rozporządzenia do ustawy z 15. II. 1933), która ma unormować sposób zlecania robót i zawierania umów przez rękę publiczną, wynika przede wszystkim z tego, że znaczny odsetek zatrudnienia przemysłu budowlanego pochodzi od zleceń ręki publicznej. Stąd wynika, iż wytyczne projektowanej ustawy mają decydujące znaczenie dla kształtowania się stosunków w przemyśle budowlanym. Z drugiej strony stwierdzić jednak należy, iż doświadczenie jakie zdobył przemysł budowlany przez stały kontakt z instytucjami publicznymi jako zlecniodawcami, winno być uważane jako dostateczna legitymacja, aby opinia jego w tej sprawie była przez miarodajne czynniki wzięta specjalnie pod uwagę.

Przystępując do sformułowania naszej opinii, chcemy podkreślić, iż zdajemy sobie sprawę, iż nie może być celem tej ustawy jednostronny interes pewnej gałęzi przemysłu, i że dezyderaty nasze tylko w tym wypadku mogą mieć szansę uwzględnienia, o ile będą szły po linii interesu ogólnego.

Po tak sformułowanym podkładzie naszego rozumowania przechodzimy do zwięzłego określenia stanowiska do istotnych zasad ustawy.

Sposób zlecania.

Sposób zlecania musi wykluczyć możliwość nadużyć i dać gwarancję solidnego wykonania. Są to najistotniejsze warunki właściwego systemu zlecania robót. Z niego wynikają już automatycznie postulaty co do wyboru systemu zlecania. — Przede wszystkim zatem sama procedura zlecania robót powinna być jawna, stronom winny być podawane do wiadomości wszystkie warunki, które mogą mieć wpływ na kształtowanie ceny i udzielany wystarczająco długi czas na sformułowanie oferty. Stronom powinno być umożliwione zaznajomienie się z wynikami przetargu jak i z decyzją co do wyboru oferenta.

Dobór oferentów.

Budownictwo jest terenem produkcji, w której

nie dostarcza się gotowego towaru, gdzie wykonanie rozciąga się w czasie i w przestrzeni, a wskutek tego same tylko warunki umowne nie dają wystarczającej gwarancji. Istotną gwarancją w budownictwie może być tylko etyczne i fachowe oblicze wykonawcy. Z tego powodu powinno się kłaść dużą wagę na właściwy dobór oferentów.

Dla robót o charakterze nieskomplikowanym wystarczy, jeżeli ten dobór odbędzie się przez dopuszczenie do udziału w przetargu tylko tych firm, które przez przynajmniej trzyletnią pozytywną działalność na rynku wykazały swe przysposobienie w zakresie wykonywanego zawodu. W ten sposób uniknie się sytuacji, w której zlecenia ręki publicznej stają się laboratorium doświadczalnym dla jednostek rozpoczynających dopiero swoją działalność. Dotychczas bowiem, z wielką szkodą zarówno dla zlecniodawcy jak i dla przemysłu, roboty ręki publicznej były terenem bardzo często smutnych doświadczeń przez początkujących.

Dla pewnej części robót budowlanych wymagane jest specjalne wykwalfikowanie, doświadczenie i przygotowanie organizacyjne. Dla tych robót należy stosować przetargi ograniczone. Kolosalna rozbieżność sum ofertowych, jako wynik nieznamośności rzeczy, i smutne wyniki robót, podjętych przez firmy niewykwalifikowane i niedoświadczone są wystarczającym argumentem, przemawiającym w wielu wypadkach za stosowaniem przetargów ograniczonych właśnie w interesie publicznym.

Wybór najkorzystniejszej oferty.

Prywatna gospodarka wykazuje, że najtańsza cena nie jest zawsze najkorzystniejszą. Powyższy pogląd tkwi również teoretycznie we wszystkich przepisach przetargowych i to dlatego, że ręka publiczna musi w swoim działaniu liczyć się nie tylko z bezpośrednimi korzyściami, ale i ze skutkami dalszemi. Praktyka przetargowa wykazuje, że przetargi są terenem niezdrowej konkurencji, w której ceny są często oferowane bez oparcia o kalkulację, gdzie gra rolę zamiłowanie do hazardu, nieświadomo-

mość rzeczy i świadoma chęć przerzucenia strat na zlecniodawcę, robotników, dostawców i instytucje świadczeń publicznych.

Zdaniem naszym nie jest jednak wystarczający ogólnikowy przepis, nakazujący wybór nie najtańszej oferty, a oferty najkorzystniejszej, gospodarczo uzasadnionej i t. p. Taki ogólnikowy przepis nie daje w praktyce żadnych rezultatów. Przepisy przeto winny ściśle określić kryterjum wyboru oferty. W tym kierunku istnieje kulka możliwości. Szwajcarskie przepisy nie pozwalają na oddanie robót po cenie niższej niż o 10% od racjonalnie skalkulowanego kosztorysu, sporządzonego przez zawodową organizację. W wypadku, gdy instytucja chce zlecić robotę po cenie niższej, musi zażądać od oferenta i od związku dostarczenia ścisłej analizy uzasadniającej złożone kosztorysy i dopiero przeprowadzony dowód właściwości zaoferowanej ceny daje instytucji prawo do powierzenia robót po cenie niższej.

Drugi sposób polega na automatycznym odrzuceniu pewnej ilości najniższych ofert przez przepis, polecający wybór średniej oferty lub innej pozostającej w pewnym stosunku do średniej. Sposób ten wykazuje szereg zalet. Jest wprawdzie automatyczny, ale właśnie z tego powodu wyklucza nadużycia. Główną jednak jego zaletą jest, iż wytwarza on nastrój wśród oferentów, zmuszający do racjonalnej kalkulacji, gdyż tylko sumienna analiza daje przy tym sposobie największe szanse utrzymania się, a wszelkie błędne, nieuzasadnione i nieodpowiedzialnie skalkulowane oferty przestają być walorem, dającym najwięcej prawdopodobieństwa uzyskania roboty.

Wykluczenie zbędnych kosztów i ryzyka.

Dotychczas stosowane warunki przetargowe i umowne zawierają szereg przepisów, które wymagają reformy z tego względu, że powodują niepotrzebne obciążenie kosztów budowy wydatkami bezpośrednimi czy też pośrednimi, wynikającym z nakładania na przedsiębiorcę zbędnego ryzyka.

Do zbędnych wydatków bezpośrednich należy zaliczyć koszt zabezpieczeń, żądanych często w niepotrzebnie kosztownej formie i nadmiernej wysokości. Należy zatem przepisy co do wadźów opracować liberalnie, dając między innymi zrzeczeniom zawodowym prawo udzielania gwarancji za swoich członków. Również wysokość kaucji, czas ich utrzymania i formę należy dostosować do rzeczywistej potrzeby zabezpieczenia interesów zlecniodawcy. Wszelkie bowiem nadmierne żądania w tym kierunku niepotrzebnie podnoszą wydatki nieprodukcyjne i angażują niepotrzebnie płynny kapitał ze szkodą ogólną.

W interesie zmniejszenia kosztów należy również starać się skrócić okres między terminem złożenia rachunku a terminem wypłaty.

Znacznie ważniejsze jeszcze z punktu widze-

nia racjonalnie pojętej gospodarki jest wyeliminowanie ze stosunków umownych wszelkich przepisów, nakładających na wykonawcę zbędne ryzyko, którego koszt musi być poniesiony w efekcie przez zlecniodawcę, a w każdym razie odbywa się na rachunek dochodu społecznego.

Zaliczamy tu w pierwszym rzędzie brak ścisłego określenia poszczególnych terminów i rygorów dla zlecniodawcy za ich niedotrzymanie. W szczególności chodzi tu o terminy rozstrzygnięcia przetargu, zwrotu kaucji i wadźów, wypłaty rachunków, dostarczenia rysunków wykonawczych i t. p. Jak długo określenie tych terminów i rygorów za ich niedotrzymanie nie będzie wprowadzone do przepisów zlecenia, tak długo nie można oczekiwać zasadniczej poprawy na tym odcinku pracy. Owocem obecnego stosunku umownego, dającego nieograniczoną swobodę dla jednej strony przy pełnym skrępowaniu strony drugiej, jest poczucie nieodpowiedzialności organów ręki publicznej. Wytwarza to sytuację, w której część kosztów nie jest zależna od wykonawcy, a leży w ręku zlecniodawcy, co zmienia umowę budowlaną w znacznej części na umowę losową.

Sposób rozstrzygnięcia sporów.

Dotychczasowe przepisy oddają rozstrzygnięcie sporów władzom nadzorczym, a w ostateczności skierowują przedsiębiorcę na drogę procedury sądów powszechnych.

Przy specyficznym charakterze spraw budowlanych procedura sądów powszechnych jest kosztowna i długotrwała tem bardziej, że instytucje publiczne, korzystając z bezpłatnej pomocy prawnej i zwolnione od opłat sądowych, mają zawsze tendencję do prowadzenia spraw przez wszystkie instancje i wykorzystywania wszystkich formalnych uprawnień.

W tym stanie rzeczy procedura sądowa dla większości sporów budowlanych straciła praktyczną wartość, a wskutek tego przedsiębiorca musi się liczyć z tem, że z wielu nawet słusznych pretensyj będzie zmuszony zrezygnować, o ile nie będą one uwzględnione dobrowolnie przez zlecniodawcę.

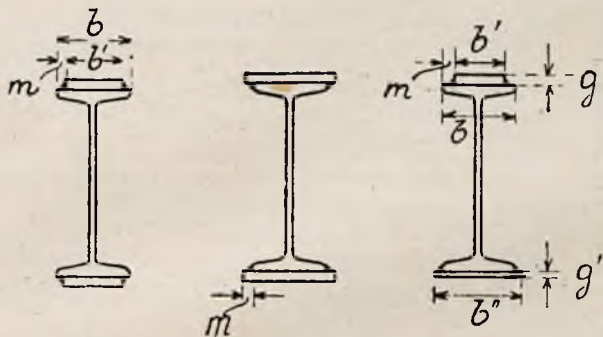
Sądzimy, iż nie leży w interesie publicznym, aby przez utrudnianie dochodzenia słusznych pretensyj spotęgować niepewność i ryzyko obrotu w przemyśle budowlanym i dlatego sądzimy, że słusznym jest, aby w umowach na roboty budowlane była przewidziana procedura sądów polubownych, która praktycznie daje możliwość szybszego i tańszego rozstrzygnięcia sporów na tle wykonania umów budowlanych.

* * *

Na wstępie już podkreśliliśmy, że celem tego artykułu jest sformułowanie zasadniczych momentów, które winny być uwzględnione w ustawie i dlatego ograniczamy się tylko do tego zwięzłego ujęcia tematu.

WZMACNIANIE DŹWIGARÓW WALCOWANYCH PRZY POMOCY SPAWANIA

Wytrzymałość dźwigarów walcowanych można zwiększyć przy zastosowaniu spawania w następujące trzy sposoby:



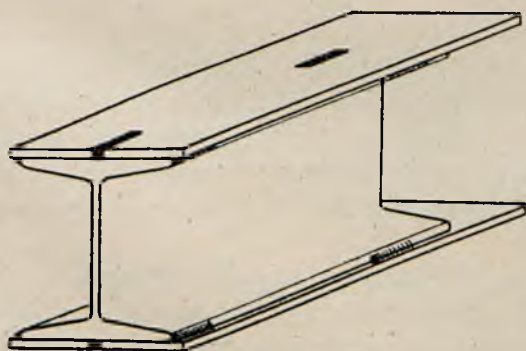
Rys. 1.

Rys. 2.

Rys. 3.

1. Dźwigary z przyspojonemi nakładkami wedle rys. 1, 2, 3. Wielkość nakładek należy tu dostosować do największego momentu zginającego. Ze względu na wygodę i pewność spawania należy unikać spoin sufitowych. Jeżeli przeto dospojenie nakładek odbywa się w warsztacie, gdzie dźwigar można umieścić w dowolnym położeniu, to i szerokość nakładek może być szersza lub węższa niż szerokość stopki dźwigara. (Rys. 1, 2). Najlepiej wtedy obie nakładki wykonać równo szerokie i równo grube. Jeżeli natomiast mamy dźwigar, którego obracać podczas spawania nie można, to wskazane jest górną nakładkę wykonać węższą od stopki dźwigara, zaś dolną szerszą, (rys. 3), tak, by spoinę można było umieścić wygodnie i w odpowiedniej wielkości (min $m = \min 0,3 (b - b') = 5$ mm. Oczywiście pole przekroju obu nakładek powinno być równe: $b'g' = b''g''$.

Jeżeli szerokość stopki dźwigara byłaby znaczna (w Polsce $b \geq 25$ g, w Niemczech $b > 30$ g), to należy w środku umieścić jeszcze dodatkowo spoiny bruzdowe (rys. 4) lub też zastosować nakładki złożone z dwu części (rys. 5, 6).



Rys. 4.

Grubość potrzebnych nakładek oblicza się tak samo, jak w blachownicach. Spoiny łączące są za-

wyczaj przerywane (rys. 7), rzadko ciągłe, aczkolwiek te ostatnie przedstawiają większe walory konserwacyjne. Nazwijmy „w” wytrzymałość zastosowanej spoiny w kg./cm.b., „T” siłę poprzeczną, „c” długość, „e” odstęp (osiowy) spoin, h wysokość belki, to w przybliżeniu:

$$c = \frac{T \cdot e}{2wh} \quad (\text{w kilogramach i centymetrach}).$$

Jako największy dopuszczalny odstęp spoin uważać należy

$$e = 5c.$$

Największa długość spoiny „c” może wynosić 40 mm (przyczem nie uwzględnia się kraterów).

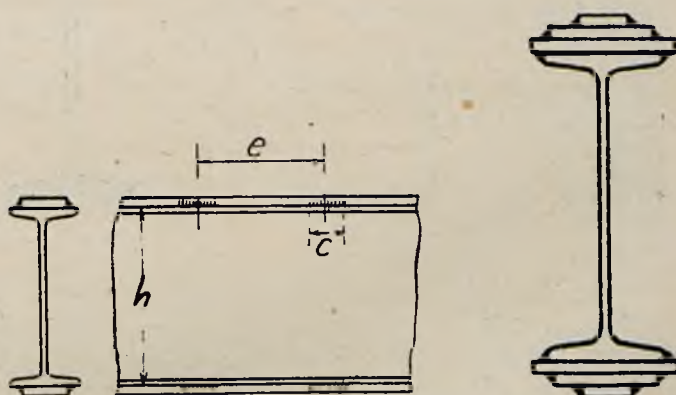


Rys. 5.



Rys. 6.

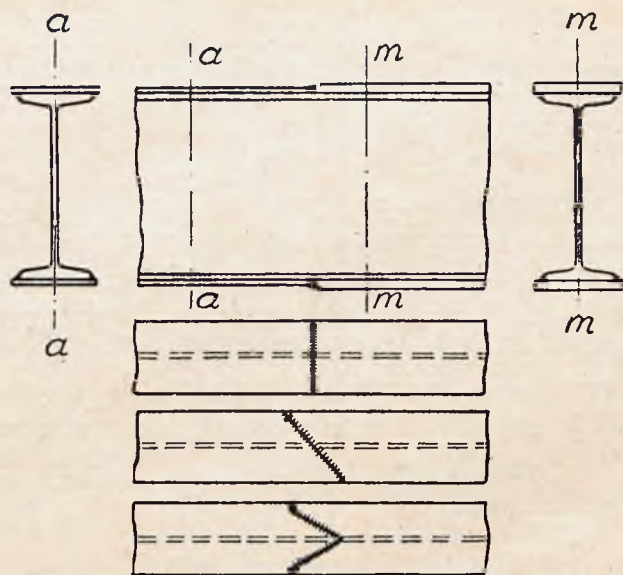
Jeżeli zachodzi potrzeba, to można na dźwigarze umieścić dwie lub więcej nakładek, wtedy jednak szerokości ich powinny być na tyle różne od



Rys. 7.

Rys. 8.

siebie, by można było wygodnie umieścić spoiny (rys. 8). Można też przerwać w odpowiednim miejscu nakładkę cieńszą i zastąpić ją na potrzebnej długości nakładką grubszą (rys. 9). Sposób ten dopuszczalny jest przy bardzo dobrym spawaniu. O ile chce się zachować najzupełniejszą pewność, to można przeprowadzić spoinę nie w płaszczyźnie prostopadłej do osi belki (rys. 9a), ale w ukośnej (rys. 9 b i c), tak, by w przekroju poprzecznym znajdował się tylko jeden punkt danej spoiny. Wymaga to oczywiście większej długości spoiny i obu nakładek, grubszej i cieńszej. Inne sposoby, stosowane nieraz w blachownicach spawanych, nie nadają się do dźwigarów wzmocnionych.



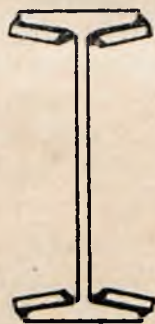
Rys. 9.

Wogóle lepiej jest stosować mniejszą ilość nakładek grubszych niż większą cieńszych.

Niejednokrotnie nie można umieścić nakładek na stopkach dźwigarów, tj. nazewnątrz ich, gdy np. niedopuszczalne jest zwiększenie wysokości. Wtedy można dospoić je od zewnątrz w wysokości stopek dźwigarów (rys. 10). Ponieważ jednak wtedy zwiększa się w wybitnym stopniu szerokość stopek, przeto należy zastosować tu żebra wedle p. 3.



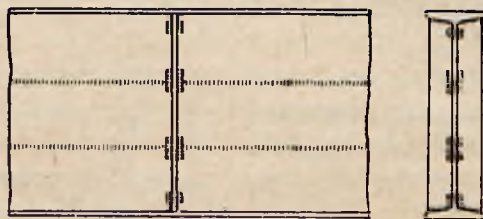
Rys. 10.



Rys. 11.

Można wreszcie dospoić przykładki także od wewnątrz (rys. 11). Należy tu baczenie uważać, aby spoina w miejscu „s” była dobra; jest ona bowiem dość trudna do należytego wykonania. Wskazane jest tu zukosowanie nakładki wedle rys. 11.

2. *Dźwigary podwyższone* (o zwiększonej wysokości) wykonywa się w ten sposób, że rozcina się dźwigar, rozsuwa obie części rozcięte i łączy je ze

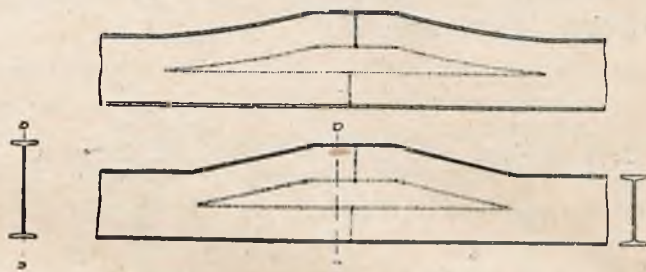


Rys. 12.

sobą (rys. 12). Najczęściej wstawia się pomiędzy obie części dźwigara blachę o grubości ścianki dźwi-

gara, i o odpowiedniej wielkości i kształcie. Jeżeli wzmocnienie ma być lokalne, np. na podporze belki ciągłej, to zachodzi potrzeba odpowiedniego wygięcia jednej części rozciętego dźwigara.

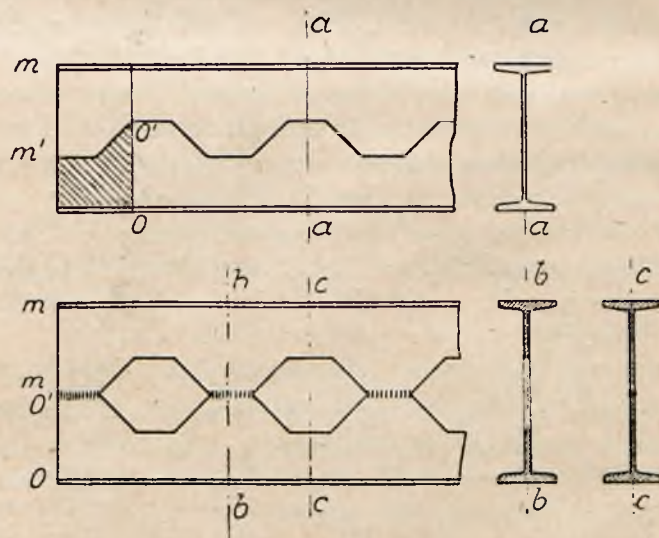
Np. na rys. 13 i 14 dźwigar rozcięty i wygięty został tylko na pewnej części; blacha właściwa jest zakreskowana.



Rys. 13 i 14.

Ustrój ten nadaje się zwłaszcza do belek ciągłych.

Rozcięcie dźwigara na całej długości i wstawienie blachy pomiędzy obie uzyskane w ten sposób połówki używane jest stosunkowo rzadko jako stosunkowo drogie. Zazwyczaj lepiej poprostu zastosować tu dźwigar walcowany o większej wysokości. Można też dźwigar przeciąć wedle linii łamanej i przesunąć obie części względem siebie, uzyskując potrzebną wysokość. Dźwigar taki posiada

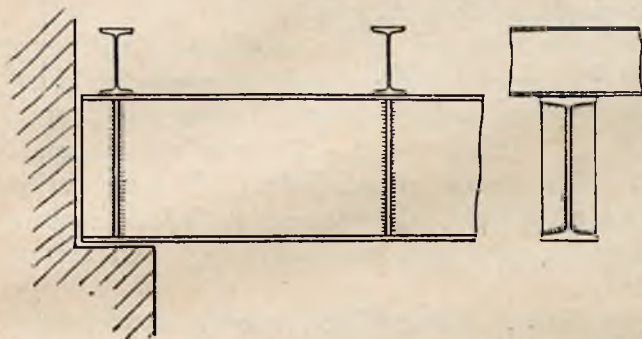


Rys. 15 i 16.

w ściance otwory. Rys. 15 przedstawia przecięcie dźwigara. Rys. 16 nowy dźwigar wzmocniony i spoiny w pośrodku wysokości spoinami poziomymi. Można oczywiście otwory zrobić znacznie dłuższe, wtedy pozostanie część ścianki do dyspozycji, jako blacha.

3. *Dźwigary ze ścianką wzmocnioną żebrami* (rys. 17) stosować można wtedy, gdy z jakichkolwiek powodów nie można stosować wzmocnień opisanych powyżej, albo, gdy na dźwigar działają siły skupione. Sposób ten daje dobre rezultaty, szczególnie przy wzmacnianiu profiliów stosunkowo wy-

sokich, których wytrzymałość zależna jest w wysokim stopniu od sztywności ścianki. Zwiększenie wytrzymałości wskutek zastosowania żeber w profilach niskich jest raczej nieznaczne. Żebra usztywniające wykonywa się najczęściej z płaskowników, czasem z teówek. W ten sposób można zwiększyć wytrzymałość na zginanie o 15 do 25% (w Polsce sposób patentowany). Usztywnienia takie powinny być stosowane bezwzględnie zawsze, gdy na belce (podciągu) spoczywają ciężary skupione, belki, słupy itd.



Rys. 17.

S. HEMPEL

721.7:721.93

PROSTE, OSZCZĘDNE KONSTRUKCJE ŻELAZNE

Wymagania obrony przeciwlotniczej kraju wywierają wpływ na budownictwo, stawiającą mu wiele specjalnych zadań, a między innymi niepalność dachów, oraz ich wytrzymałość na działanie, przynajmniej najbliższych bomb lotniczych, służących, jak wiadomo, do wzniesienia pożarów. Z powyższych względów w wielu wypadkach, obecnie, budownictwo stosuje dachy żelbetowe zamiast drewnianych. Większość wszelkich zagadnień posiada zwykle kilka rozwiązań, podobnie sprawa dachów niepalnych, poza zastosowaniem żelbetu, może mieć inne rozwiązania. Jedno z takich rozwiązań podajemy niżej.

Dach łukowy, którego szkielet stanowią belki, dwuteodówki lub ceówki wygięte w kształt łuku przedstawia rys. 1.

Odstęp zgiętych belek podobnie jak belek stropowych od 1,2 do 2,5 m. Między belkami żelaznymi wykonuje się płytę Kleina, z cegieł pełnych, pustakowych lub wszelkich innych używanych na stropy. Rozpór poziomy dachu przyjmują specjalne w tym celu przewidziane ściągi (hala), lub belki stropowe poddasza.

Płyta ceglana (Kleina), posiadając formę łuku, bez współpracy belek żelaznych posiada dostateczną wytrzymałość, jeżeli chodzi o naprężenia wywołane równomiernym obciążeniem dachu. Np. rozpiętość dachu $l=14$ m., strzałka łuku $f=1,4$ m. (bardzo płaski łuk). Płyta ceglana grub. 6 cm. z ce-

główek, wzmacnione w powyższe sposoby, mogą być użyte w nowej konstrukcji, gdy trzeba użyć profilu stosunkowo niskiego, a jednak bardziej wytrzymałego niż profil walcowany odpowiedniej wysokości. Jeszcze częściej dadzą się one zastosować przy wzmacnianiu istniejących konstrukcyj, które z jakichkolwiek powodów są zbyt słabe.

Do nowych konstrukcyj nadają się właściwie wszystkie trzy wyżej podane typy. Pierwszy, gdy chodzi o zwiększenie wytrzymałości, jednak przy zachowaniu mniej więcej tej samej wysokości. Drugi, gdy można swobodnie zwiększać wysokość belki. Trzeci, jak wspomniałem, powinien być stosowany zawsze, gdy na dźwigarze spoczywają ciężary skupione.

Do wzmacnienia istniejących konstrukcyj natomiast nadaje się sposób pierwszy wedle rys. 10, gdy można na dźwigarach dospoić od zewnątrz, zaś wedle rys. 11, gdy tylko od wewnątrz. Sposób trzeci, t. j. dospojenie żeber usztywniających nadaje się, gdy dźwigary obciążone są górą, gdy więc ich ścianka nie jest usztywniona przy pomocy czy to żeber istniejących, czy to dźwigarów drugorzędnych.

gieł pełnych na zaprawie cementowej ze szlichtą cementową pod papę i z tynkiem od spodu, z pokryciem podwójnie papą, waży na 1 m.² rzutu poziomego 200 kg. Obciążenie przez śnieg i wiatr 70 kg/m.² (w województwach wschodnich 90 kg/m.²).

Przy powyższych danych rozpór łuku jako trójprzegubowego wynosi $H=5080$ kg. Największa siła normalna przy tak płaskim łuku wyniesie $N=H+5\%=5400$ kg. i wywoła naprężenia ściskające $5400:600=9$ kg/cm², jeżeli uznamy, jako konstrukcyjnie czynny wyłącznie przekrój cegły, gdy natomiast uwzględnimy pełny przekrój płyty, t. j. płytę ceglana pokrytą szlichtą grub. 2 cm., wówczas naprężenia ściskające wyniosą $5400:800=6,75$ kg/cm².

Wyżej obliczone naprężenia leżą w granicach dopuszczalnych, jakkolwiek warunki przykładu obrano niekorzystnie. A zatem, dla rozpiętości mniejszych, oraz dla łuków nie tak płaskich jak w przykładzie, naprężenia wypadną znacznie mniejsze.

Jednostronne obciążenie dachu przez śnieg i wiatr wywołuje, jak wiadomo, momenty zginające, których wielkość, dla łuku trójprzegubowego, wynosi $\pm \frac{pl^2}{64}$. Przyjmiemy, iż działaniu wspomnianych momentów przeciwstawiają się belki żelazne zgięte po łuku. Podany wyżej podział pracy między belki żelazne i płytę teoretycznie nie jest

uzasadniony, gdyż, niewątpliwie, całość zespołu pracuje równocześnie. Podział funkcji między płytę i belki, dla konstrukcji, która z charakteru przeznaczenia nie może mieć wymiarów znacznych, uważamy za dopuszczalny ze względów praktycznych⁴⁾.

Na podstawie danych w przytoczonym wyżej przykładzie, moment zginający, przypadający na pas dachu o szerokości 1 m. wynosi dla $p = 90 \text{ kg/m}^2$, $M = 276 \text{ kg/m}^2$, skąd żądany moment wytrzymałości $w = 27600:1200 = 23 \text{ cm}^3$. Zważywszy, iż I Nr. 10 posiada $w = 34 \text{ cm}^3$, a I Nr. = 12 $w = 54,7 \text{ cm}^3$, rozstaw belek w danym przykładzie przy użyciu I Nr. 10 wyniesie $34:23 = 1,5 \text{ m}$, oraz przy użyciu belek I Nr. 12 odległość między belkami będzie $54,7:23 = 2,4 \text{ m}$.

Przy grubości płyty ceglanej 6 cm. rozstaw belek 1,5 m. będzie odpowiedni, natomiast 2,4 zbyt duży. Ilość potrzebnego żelaza (IN. 10) na 1 m^2 stropu w rzucie poziomym wyniesie

$$1,05 \frac{8,52}{1,5} = 5,8 \text{ kg.}$$

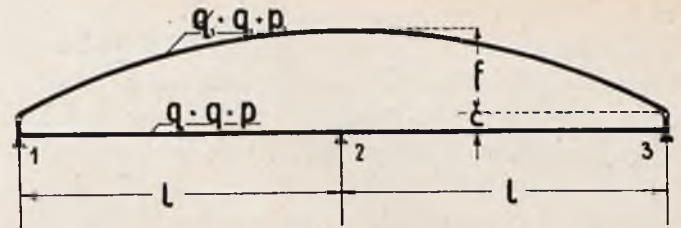
Dachy tego systemu zaprojektowane przez autora zostały wykonane dla rozpiętości około 10 m. i 16 m. Rys. 1 przedstawia fotografię dachu o rozpiętości 16 m. w trakcie budowy. Dla celów montażowych niezbędnym jest związanie łuków parami. Połączenia mogą być stałe, lub na czas montażu i wypełniania przestrzeni między łukami płytą ceglana.



Rys. 1.

W razie zastosowania dachu o belkach giętych dla budynków mieszkalnych, przy użyciu belek stropowych poddasza, jako ściągów, uzyskujemy poważną oszczędność na wadze belek stropowych.

Układ statyczny zapewniający współpracę belek stropowych z dachem łukowym przedstawia rys. 2



Rys. 2.

Poddasze w ten sposób rozwiązane tworzy swobodną przestrzeń, którą łatwiej i lepiej można zużytkować od zwykłego strychu przeladowanego wiązaniami dachowymi.

Rozstaw belek dachu odpowiada rozstawom belek stropowych. Belka 1 — 1 poza rolą belki stropowej spełnia funkcję ściegu. Na podporach skrajnych „1” belki 1 — 2 — 1, powstają momenty $M_1 = -Hc$, gdzie H rozpór łuku. W razie bezpośredniego oparcia belki łukowej na belce stropowej, ramię c równa się połowie wysokości belki stropowej.

Wielkość rozporu łuku możemy regulować odpowiednim doбором strzałki f , a zatem, moment M_1 zależy od dwóch czynników f i c , które mogą być tak dobrane, aby moment M_1 posiadał wielkość najodpowiedniejszą dla danego układu.

Niech moment M_1 wynosi $-\frac{ql^2}{12}$, wówczas M_2 przy równomiernym obciążeniu obu przęseł wyniesie również $-\frac{ql^2}{12}$ i w konsekwencji moment dodatni będzie posiadał wielkość $\frac{ql^2}{24}$

Obciążenie stropu poddasza nie wpływa na moment M_1 , który zależy, poza wymiarami geometrycznymi układu, od obciążenia dachu $q_1 = q_1 + p_1$. Obciążenie stałe q_1 wynosi 200 kg/m^2 i więcej, obciążenie zmienne p_1 nie przekracza 70, względnie 90 kg/m^2 , a zatem jest małe w stosunku do obciążenia stałego. Przyjmując pełne obciążenie dachu q_1 otrzymamy największy rozpór łuku

$$H = \frac{q_1 l^2}{2f}$$

Zważywszy, iż $M_1 = -cH$, oraz $M_1 = -\frac{ql^2}{12}$, otrzymamy:

$$f = 6c \frac{q_1}{q} \dots (a).$$

Belkę stropową określamy dla momentu

$$M = \frac{ql^2}{12},$$

natomiast z wzoru (a), zakładając „ c ” otrzymamy strzałkę łuku f , lub odwrotnie, f można przyjąć, a c obliczyć.

W powyższych wzorach uwzględniono całkowite obciążenie łuku i stropu. Zmniejszenie obciążenia łuku zwiększa moment w belce stropowej na oporze „2”. Chcąc praktycznie uwzględnić wpływ

⁴⁾ Podobnie ujął zjawisko ściskania skorupy i gięcie wiązaru inż. Broda dla wiązarów centrujących. Patrz „Drewniane Konstrukcje Inżynierskie” S. Hempel.

obciążenia zmiennego dachu, belkę stropową, która jest jednocześnie ściągiem nalczy określić dla momentu.

$$M = \frac{ql^2}{10}$$

Przykład. $l = 5,5$ m, $q = 500$ kg/m², $g_1 = 200$ kg/m², $p_1 = 75$ kg/m², $q_1 = 275$ kg/m². Odległość między belkami 1,25 m. Belkę stropową wybieramy dla momentu $M = ql^2 : 10 = 1890$ kg. m.

Przyjmując belkę I Nr. 18, $w = 161$ cm². otrzymamy naprężenia 1180 kg/cm².

Przyjmując $c = 0,5$ m, otrzymamy $f_1 = 0,5 \cdot 6 \cdot (q_1 : q) = 1,65$ m.

Dla sprawdzenia wyżej przytoczonego, krótkiego, obliczenia podajemy dokładniejsze obliczenie belki. Rozpór łuku wywołany ciężar własny dachu wynosi:

$$H = 1,25 \frac{11,0^2 \cdot 200}{8 \cdot 1,65} = 2290 \text{ kg.}$$

Moment działający na skrajnych podporach belki wynosi:

$$M_1 = -c \cdot H = -0,5 \cdot 2280 = -1150 \text{ kg. m.}$$

Moment na środkowej podporze belki będzie

$$M_2 = -\frac{5,5^2 \cdot 500 \cdot 1,25}{8} + 0,5 \cdot 1150 = -1785 \text{ kgm.}$$

Przekrój belki I Nr. 18 $F = 27$, cm², $w = 161$ cm³.

$$\sigma = \frac{178500}{161} + \frac{2290}{279} = 110 + 82 = 1192 \text{ kg/cm}^2$$

Naprężenia w belce obliczone z wzoru $ql^2 : 10$ różnią się od rezultatu dokładniejszego obliczenia zaledwie o kilka procent. Powyższa zgodność rezultatów zachodzi wyłącznie przy małym zmiennym obciążeniu dachu w stosunku do jego wagi własnej.

Przy połączeniu w jedną całość konstrukcyjną dachu z belkami stropowymi, te ostatnie wystarczy obliczyć dla momentu $ql^2 : 10$ zamiast zwykle stosowanego wypadku dla belek swobodnie leżących $ql : 8$.

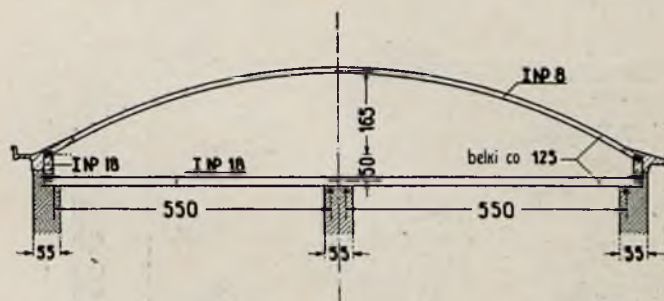
Aby wskazać w jakim stosunku zmniejszenie momentu wpływa na zmniejszenie wagi żelaza w belkach dwuteowych i ceowych, zwracamy uwagę, iż ciężar belki jest proporcjonalny do kwadratu, oraz W do 3-ciej potęgi jej wysokości, a zatem zmniejszenie momentu w stosunku 8 : 10 powoduje oszczędność na belkach wynoszącą około:

$$\sqrt{1,25} = 1,12 \approx 12\%$$

.Oszczędność przez zastosowanie belki ciągłej wspólnie pracującej z dachem, będzie znacznie większa od wyżej wskazanej, jeżeli rozpiętość belki przekracza 6 m., gdyż wtedy dla belki swobodnie leżącej warunek zachowania $f : l = 1 : 500$ powoduje znaczne zwiększenie numeru belki w stosunku do rezultatów wynikających z wzoru $M : W$.

Stosując belki wzmocnione przez dospawanie nakładek w miejscach działania momentów ujem-

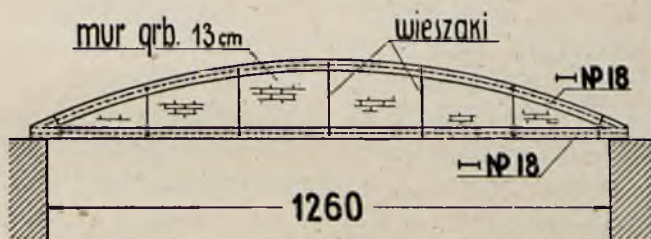
nych, według danych umieszczonych w tabeli 1²⁾, numer belki określamy z wzoru $ql^2 : 20$, wówczas pomimo dodatkowego kosztu nakładek, oszczędności w wydatkach na konstrukcje żelazną są znaczne.



Rys. 3.

Belki żelazne dwuteówki lub ceówki, wygięte w postaci łuku i zaopatrzone ściągiem, mogą skutecznie zastąpić belki blaszane lub kratowe, specjalnie w wypadkach takich, gdzie rozpiętość belki jest znaczna, a obciążenie na jednostkę długości nieduża.

Jako przykład takiej konstrukcji może służyć belka przedstawiona na rys. 4, zastosowane według wskazówek autora, przez Inż. Ach. J. Żórawskiego w jednym z kino - teatrów warszawskich.



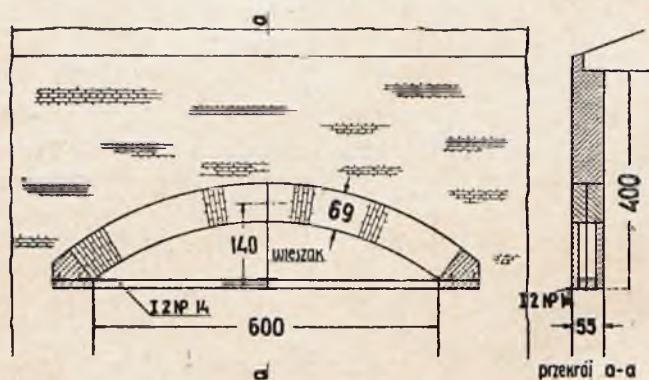
Rys. 4.

Belka dźwiga kabinę z aparaturą kinową i częściowo balkon. Przestrzeń między pasem dolnym (ściągiem) i górnym wygiętym została wypełniona murem grubości 0,5 cegły na zaprawie cementowej. Belka wyżej wskazana okazała się konstrukcją ekonomiczniejszą w porównaniu z odpowiednią belką blaszaną.

Dla przykrycia otworów obciążonych znacznymi siłami, np. przez ciężar ściany, można stosować sklepienie zamiast zwykle używanych belek, którego rozpór przejmuje ściągi o stosunkowo małym profilu. Konstrukcje tego rodzaju niejednokrotnie stosował i nadal stosuje prof. A. Gravier, osiągając w ten sposób znaczną oszczędność na żelazie, dając jednocześnie konstrukcję pod każdym względem racjonalną. W celu wskazania oszczędności z zastosowania omawianej konstrukcji, podajemy przykład dotyczący przykrycia otworu sceny o rozpiętości 6,0 m. w świetle murów. Wysokość muru grub. 55 cm. nad otworem sceny niech wynosi 4 m. Obciążenie 1 m. b. wspomnianego mu-

²⁾ Patrz Przegląd Budowlany Nr. 10.

ru przez strop i dach przyjmujemy 1500 kg. Całkowite obciążenie l. m. b. belki wyniesie 5300 kg. Dla takiego obciążenia, oraz dla podanej wyżej rozpiętości trzeba by zastosować 2 I Nr. 36.



Rys. 5.

Stosując konstrukcję uwidoczną na rys. 5, otrzymamy następujące rezultaty:

Rozpór łuku

$$H = \frac{5300 \cdot 6,8^2}{8 \cdot 1,4} = 22000 \text{ kg.}$$

Przekrój łuku $55 \cdot 69 = 3800 \text{ cm}^2$.

Naprężenia ściskające średnie w kluczu

$$\sigma = 22000 : 3800 = 5,8 \text{ kg/cm}^2.$$

oraz największe skrajne $2 \cdot 5,8 = 11,6 \text{ kg/cm}^2$.

Jasnym jest, iż w rzeczywistości naprężenia będą mniejsze, gdyż ług łączy się z murem, a zatem niewątpliwie większy przekrój bierze udział w pracy, niż przyjęto w obliczeniu.

Rolę ściągu, pełnią w danym wypadku dwie belki I Nr. 14, podwieszane co 3 m. do łuku i muru nad łukiem.

Największe obciążenie pionowe ściąga obliczone na 1 m. b. wynosi 1200 kg. i wywołuje momenty zginające ściąga

$$3,0^2 \cdot 1200 : 12 = 900 \text{ kg. m.}$$

Naprężenie w ściągu wywołane siłą rozciągającą oraz momentem zginającym wyniosą:

$$\sigma = \frac{22000}{36,6} + \frac{90000}{163,8} = 600 + 550 = 1150 \text{ kg/cm}^2.$$

Dla należytego związania ściągacza z łukiem, a wogóle z murem wskazanem jest zabetonować końce belek z wyrobieniem w betonie oparcia łuku. Przekrój jednej belki wynosi $18,3 \text{ cm}^2$, jej obwód 40 cm., naprężenia rozciągające belkę 600 kg/cm^2 . Przyjmując przyczepność betonu do żelaza 4 kg/cm^2 otrzymamy długość zabetonowanego końca belki

$$a = \frac{600 \cdot 18,3}{4 \cdot 40} \approx 70 \text{ cm.}$$

Przez staranne obmurowanie końców belek murem na zaprawie cementowej, połączenie nie będzie dużo słabsze od uzyskanego przy zastosowaniu betonu. Wytrzymałość połączenia będzie zależeć, w większym stopniu, niż przy betonie, od jakości wykonania. Stosując obmurowania, zamiast obetonowania wskazanem jest połączyć górne półki belek jednym lub dwoma kątownikami, lub użyć kotwy, jak przy belkach stropowych.

Ilość potrzebnego żelaza przy użyciu belek I Nr. 36 wynosi dla danego wypadku

$$6,8 \cdot 2 \cdot 76,22 = 1040 \text{ kg.}$$

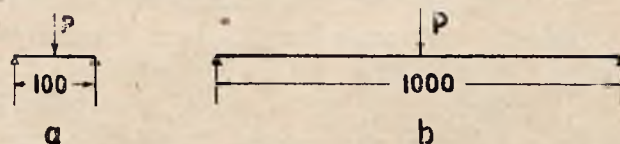
Ilość potrzebnego żelaza przy zastosowaniu łuku ceglanoego wynosi:

$$7,4 \cdot 2 \cdot 14,37 = 213 \text{ kg.}$$

Dodatkowe koszty związane z murowaniem łuku, w stosunku do zwykłego muru, oraz koszty czasowego stemplowania otworu, niech wyrażą się kosztem 200 kg. żelaza, wówczas otrzymamy, iż zwykle stosowane rozwiązanie przy pomocy belek kosztuje $1040 : 413 = 2,5$ razy drożej od rozwiązania łukowego.

Przy opisie belki łukowej rys. 4 wspomnieliśmy o takich belkach, które dzięki niedużym obciążeniom i znacznym rozpiętościom posiadają specjalny charakter.

Porównajmy dwie belki (rys. 6 a i b).

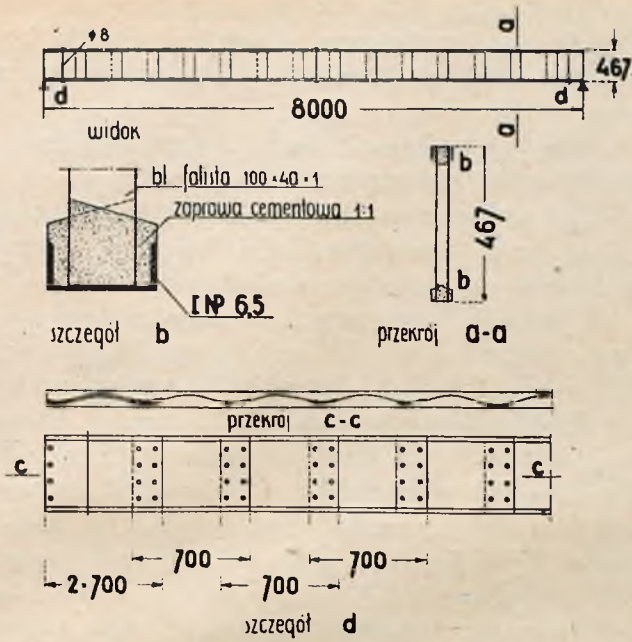


Rys. 6.

W obu wypadkach siły poprzeczne są jednakowe, natomiast moment w belce „b” jest 10 razy większy, niż w belce „a”. Odpowiednio do wielkości momentu dobieramy wysokość belki. Znaczna wysokość belki przy malej sile poprzecznej daje nieduże naprężenia ścinające, które dla tego, że są nieduże, pozwalają na zastosowanie konstrukcji specjalnej, o ile nam wiadomo, dotychczas nieznannej.

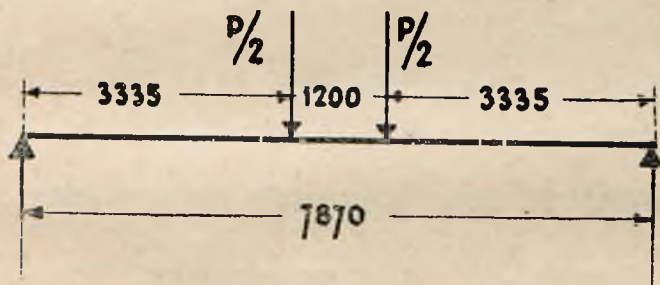
Na konstrukcję belki składają się dwa pasy równoległe z I lub ceówek, oraz średnik z blachy falistej. Pasy z blachą falistą łączy się przy pomocy spawania, lub przez zalanie zaprawą cementową 1:1. Dla ułatwienia montażu belki, na jej końcach, i ewentualnie w pobliżu środka rozpiętości, można użyć śrub, wystarczy o średnicy 8 mm.

Belka opisanego wyżej systemu została skonstruowana o wymiarach uwidocznionych na rys. 7.



Rys. 7.

Wspomnianą belkę podparto w dwóch punktach i obciążono przez dwie skupione siły, rys. 8.



Rys. 8.

Jako balast do obciążenia belki służyły dwa zbiorniki żelazne stopniowo wypełniane wodą, każdy o średnicy wewnętrznej 1130 mm. i długości 2040 mm.

Ugięcie belki mierzono fleximetrem Griot'a.

W niżej podanej tabeli zestawiono rezultaty próbnego obciążenia, przyczem moment zginający bez ciężaru własnego wynosi:

$$M = 166,7 P \text{ kg. cm.},$$

a największe napięcia w pasach obliczono z wzoru

$$\sigma = \frac{M}{h \cdot F} = \frac{166,7 P}{43,8 \cdot 903} = 0,421 P \text{ kg. cm.}^2$$

TABELA.

	Obciążenie P w kg.	f ugięcie w mm.	$\frac{f}{l}$	kg/cm ²
1	1280	2,5	—	539
2	1540	3,2	—	648
3	1756	4,0	1 : 1970	740
4	2290	7,7	1 : 1020	935
5	3630	14,	1 : 528	1520
6	3890	21 8	1 : 360	1640

Po przekroczeniu obciążenia wskazanego w tabeli w wierszu 5-tym powstały rysy na zaprawie łączącej blachę falistą z korytkami pasów. Zwiększenie obciążenia ponad 4000 kg. powodowało wyboczenie górnego pasa belki, który jakkolwiek prowizorycznie usztywniono, jednak nie w takim stopniu jakby to było możliwe przy jednoczesnym użyciu dwóch belek. Wyboczenie górnego pasa spowodowało zwichrzenie belki, oraz znaczne popękanie zaprawy.

Dla wywołania w opisanej belce naprężeń w pasach 1200 kg/cm.² należałoby obciążyć ją przez siłę 2850 kg. według szamatu podanego na rys. 8. Chcąc zastąpić wspomnianą belkę przez walcowaną, zachowując warunek $f := 1 : 500$, należałoby użyć I Nr. 30 o wadze 1 m. b. 54 kg. Zważywszy, iż belka poddana próbnemu obciążeniu ważyła 20 kg. na 1 m. b. porównanie wagi wyrazi się przez stosunek $54 : 20 = 2,7$.

Ze względu na robocizną belka z blachy falistej da oszczędności od 150 do 200%, w stosunku do belki walcowanej.

Opisany typ belki może mieć zastosowanie do konstrukcyj lekkich, z charakteru swego przeznaczenia wymagających znacznych rozpiętości jak np. dachy nad trybunami stadionów sportowych, wiaty kolejowe, niektóre pawilony wystawowe, oraz tym podobne.

Punktem wyjścia dla określenia wysokości belki będą naprężenia ścinające średnik, t. j. blachę falistą, naprężenia te jak dla zwykłej belki blaszanej określamy ze wzoru

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot \delta}$$

gdzie Q siła poprzeczna, δ grubość blachy falistej. Oznaczając przez h wysokość belki, (odległość środków ciężkości pasów), oraz nie uwzględniając w wyrażeniach J i S przekroju blachy falistej, otrzymamy

$$\tau = \frac{Q}{h \cdot \delta} < 400 \text{ kg/cm}^2.$$

Przyjmujemy $\tau = 400 \text{ kg/cm}^2$, zamiast 1200 kg/cm^2 , ujmując w ten sposób różnicę pracy blachy falistej i blachy zwykłej prostej.

Ugięcie belki nie powinno przekraczać 1:500 rozpiętości. Warunek ten zawsze będzie spełniony skoro stosunek rozpiętości belki do jej wysokości h, wyniesie 16,8 lub mniej.

Przekrój pasów belki obliczamy z wzoru

$$F = \frac{M}{h \sigma}$$

gdzie M moment zginający belkę, h wysokość belki mierzona między środkami ciężkości obudwóch pasów. Przyjmując $h = \frac{1}{10} l$, oraz naprężenia w pasach 1200 kg/cm.², otrzymamy przekrój każdego z pasów belki równomiernie obciążonej.

$$F = \frac{ql}{600} \text{ cm}^2,$$

gdzie q obciążenie w kg. 1 m. b. belki, l rozpiętość belki w m. Pawilon wystawowy o rozpiętości 13 m pokryto dachem z blachy falistej opartej na belkach wyżej opisanych, posiadających odstęp między sobą 3,0 m. Ciężar dachu łącznie z izolacją cieplną z obciążeniem przez śnieg i wiatr wynosi 120 kg./m.²

Zadanie polega na zaprojektowaniu belki z korytek i blachy falistej dla wyżej podanych warunków.

Obciążenie 1 m. b. belki przez dach wynosi 360 gk.
Ciężar własny 1 m. b. belki 30 kg.

$$q = 390 \text{ kg.}$$

Wysokość belki między środkami ciężkości pasów $h = 13 : 16 = 0,81 \text{ m.}$

Przekrój każdego z pasów

$$F = 13 \cdot 390 : 600 = 8,45 \text{ cm}^2$$

Przyjęto dla pasów korytka Nr. 6^{1/2}, o przekroju $F = 9,03 \text{ cm}^2$ Blachę falistą na średnik przyjmujemy 100.40 . 40 : 1. Przy powyższych wymiarach belki naprężenia ścinające blachę falistą na oporach wyniosą:

$$\tau = \frac{0,5 \cdot 13,0 \cdot 390}{81 \cdot 0,1} = 313 \text{ kg/cm}^2.$$

Opisany wyżej system belek daje do rąk architekta nowy element wynikający z konstrukcji, który może służyć sam przez się, dzięki swym kształtom, oraz przy odpowiednim pomalowaniu, jako fragment dekoracyjny wnętrza. Pionowa harmonijka blachy falistej ginąca w pasach belki, bez nitów, blach i usztywnień, jakie spotykamy w belkach blaszanych i kratowych, daje dużą przewagę pod względem wyglądu zewnętrznego nad innymi stosowanymi konstrukcjami.

Rodzaj belki wyżej opisany ulegnie zmianie pod względem zewnętrznym, jeżeli zamiast blachy falistej zastosujemy mur z cegły na zaprawie cementowej. Z charakteru i celu konstrukcji wynika, iż grubość ścianki łączącej pasy może wynosić 6, 10, 13 cm. t. j. tyle ile wynosi grubość cegieł stosowanych w budownictwie. Belka taka będzie sztywniejszą od belki posiadającej średnik z blachy falistej. Przeznaczenie takiej belki może być różne, a rozpowszechnienie znaczne, szczególnie ze względu na prostotę wykonania na miejscu budowy.

Omawiana belka tworzy nowy typ elementu konstrukcyjnego i może nosić nazwę żelazno-ceglanej. Belka tego typu może znaleźć szerokie zastosowanie dla oparcia ścianek działowych. Dolny pas belki winien przechodzić bezpośrednio nad futryną drzwi, górny pas belki służy dla oparcia stropu i ścianki działowej mieszczącej się na stropie. Górny pas belki należy wykonać z korytka (Nrr. 8, 10, 12, 14), natomiast dolny z dwuteownika (numer ta-

ki jak korytka), a to w tym celu, aby futryna ewentualnych drzwi w ściance działowej mogła być, w sposób istotnie konstrukcyjny, związana ze ścianą.

(Rys. 4 przedstawia belkę żelazno-ceglaną o parabolicznym górnym pasie).

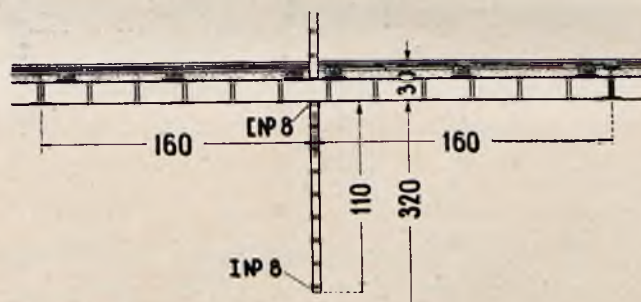
Dla wykazania jakie konkretne oszczędności wynikają z zastosowania belki żelazno-ceglanej przytaczamy następujące porównania.

Wysokość kondygnacji łącznie z grubością stropu wynosi 3,5 m. Grubość stropu 30 cm., wysokość górnej krawędzi futryny liczona od podłogi 2,10. Rozpiętość stropu w świetle murów 6,1 m. Odległość między belkami stropowemi 1,6 m. Obciążenie 1 m.² stropu 350 + 300 = 650 kg./cm.². Ścianka działowa z cegły pełnej grub. 6 cm. Belka stropowa I pod ścianką działową przy powyższych danych wypadnie Nr. 32 o ciężarze 1 m. b. 61,07 kg. Projektując belkę żelazno-ceglaną zamiast walcowanej, przy obciążeniu 1 m. b. 1600 kg., otrzymamy moment zginający:

$$M = 1,05 \frac{6,1^2 \cdot 1600}{8} = 7830 \text{ kg. m.}$$

Wysokość belki żelazo-ceglanej (rys. 9) wynosi 118 cm.

Dla pasa dolnego przyjmujemy I Nr. 8, $F = 7,58 \text{ cm}^2$, a na pas górny Nr. 8, $F = 11,0 \text{ cm}^2$.



Rys. 9.

Pomijając nieznaczne przesunięcie środka ciężkości przekroju belki ku górze, naprężenia rozciągające w pasie dolnym wynoszą:

$$\sigma = \frac{7830}{7,58 \cdot 1,18} = 875 \text{ kg/cm}^2.$$

Ciężar 1 m. b. żelaza użytego na belkę wynosi 5,95 + 8,64 = 14,59.

Oszczędność w porównaniu z użyciem belki walcowanej wynosi

$$61,07 : 14,59 = 4,2.$$

Przy tynkowaniu belki należy przewidzieć podkład z wyprawy cementowej. Pas górny i dolny należy przykryć paskami poziomymi siatki dla należytego utrzymania tynku. W wypadkach znacznych obciążeń belki, przy oporach, wskazanem jest przewidzieć siatkę cięto-ciągnioną na całą wysokość belki. Belki tego systemu zastosowane do budynków, szkieletowych żelaznych, przyczyniają się do zwiększenia sztywności budynku, przyczem

częściowe usztywnienie powstaje już w czasie montażu szkieletu, w miejscach ustawienia przyszłych ścianek działowych.

* * *

Dzieląc się za pośrednictwem Przeglądu Budowlanego z kolegami po fachu nowymi pomysłami konstrukcyjnymi, miałem na celu zwrócenie uwagi

czytelników, iż *w najprostszyc* jakoby *wykończonych już sprawach*, można często znaleźć momenty ciekawe, wprowadzające do naszego zarodu element życia.

W następnych artykułach poruszę mało znane możliwości konstrukcyjne ze zwykłego ceglano-muru.

INŻ. TADEUSZ KUHNKE

624.058

WIADUKT № 4 W PORCIE GDYŃSKIM

(PRACE KOŃCOWE I OBCIĄŻENIA PRÓBNE)

W dniu 12 sierpnia b. r. oddano do użytku publicznego Wiadukt Nr. 4, wykonany w/g projektu inż. Jerzego Jesky, przez F-my „Tri” i „Koncern dla rozbudowy portu w Gdyni”. F-ma „Tri” rozpoczęła roboty w sierpniu 1931 r. wykonując przyczółki i większość rusztowania wiaduktu, „Koncern” w roku 1932 i 33 wykonał resztę rusztowania, całość szalowania, konstrukcję żelbetową luków, jezdni i wieszarów oraz wszystkie roboty wykończeniowe.

W numerze gdyńskim „Przeglądu Budowlanego” opisując wykonanie konstrukcji żelbetowej wiaduktu, podałem jego charakterystyczne dane, tutaj pozwolę je sobie pokrótce przypomnieć: Wiadukt Nr. 4 jest łukiem żelbetowym ze ściągiem, o rozpiętości teoretycznej 62,0 m. w świetle przyczółków 60,0 m. Strzałka łuku w kluczu wynosi 10,30 m. Jezdnia podwieszona do każdego łuku na 9-ciu wieszarach, które dzielą rozpiętość teoretyczną na 10 pól: $2 \times 7,0 + 8 \times 6,0 = 62,0$ m. Szerokości jezdni 7,50 m., chodników opartych na wspornikach poprzecznie po 2,65 m.

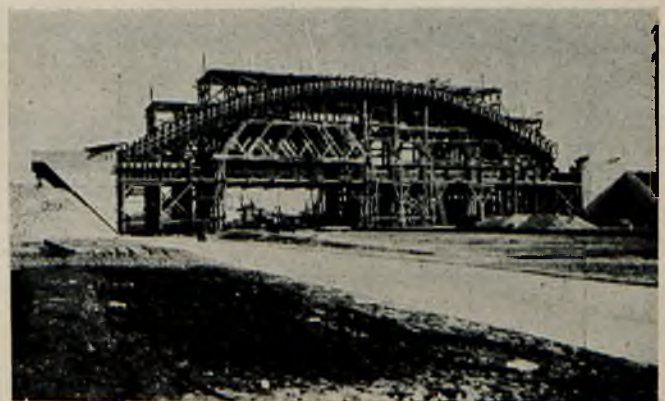
Opuszczanie rusztowania luków było wykonane w grudniu roku ubiegłego, przed przystąpieniem do zbrojenia i betonowania jezdni. Rusztowanie luków było całkowicie oparte na znajdującym się pod niem rusztowaniu jezdni, wysokości były wyrównane przy pomocy klinów Zuffera, opuszczanie górnego rusztowania odbywało się przez podcinanie tych klinów piłą i nie nastęczało specjalnych trudności. Samo opuszczanie było wykonane w ciągu jednego dnia (30 robotników po 9 godzin), rozszalowanie luków i rozebranie górnego rusztowania trwało 18 dni, przy przeciętnym zatrudnieniu 30 cieśli (4420 godz. rob.). Kubatura drzewa zużytego na górne rusztowanie wynosiła 252 m³, powierzchnia szalowania luków 1125 m².

W początkach maja r. b. opuszczono rusztowanie jezdni i tu natrafiono na pewne trudności, wskutek zamknięcia piasku w piaskownicach, na których były oparte wszystkie słupy dolnego rusztowania. Trzeba było znaleźć taki sposób usuwania mokrego piasku z piaskownic, aby zapewnić bezwzględnie równomierność i równoczesność opuszczania poszczególnych partji podpór. Po przeprowadzeniu kilku prób, przyjęto sposób poniżej

opisany, który w zastosowaniu okazał się bardzo korzystny i całkowicie potwierdził słusność wyboru, pozwalając na szybkie i, w granicach praktycznych, bardzo równomierne wydobywanie wilgotnego piasku. Żelazo 10 mm. długości około 0,5 m. na przestrzeni ca 30 cm. spłaszczono i zwi-



nięto spiralnie, na drugim^o końcu robiąc ucho, pozwalające na przesunięcie przez nie kawałka drzewa, stanowiącego rączkę. W ten prymitywny sposób otrzymano tępy świder o średnicy 20 mm.



Przez jeden z otworów służących do wysypywania się piasku wprowadzono świder, wkręcając go w wilgotny piasek na długość średnicy piaskownicy, następnie przez wyciągnięcie świdra usuwano z wewnątrz część piasku. Drugie wiercenie odby-

wało się pod kątem prostym, drażąc kanalik o kierunku prostopadłym do pierwszego. Po dwóch wierceniach ostukiwano piaskownicę kawałkiem okrągłego żelaza o dużej średnicy, aby utworzone kanaliki ponownie zapełnić piaskiem. Manipulacja tutaj opisana może wydawać się żmudną i powolną, jednak cyfry, które tu przytoczę stwierdzą, że jest inaczej, gdyż samo usuwanie piasku ze 112 piaskownic pod jezdnią trwało 2 godz. 25 min., a z 56 piaskownic pod ściągami 2 godz. 30 min.



Różnica widoczna tutaj na niekorzyść usuwania piasku z piaskownic pod ściągami tłumaczy się tem, że podczas gdy słupy rusztowania pod środkiem jezdni były odrazu opuszczane na całą żadaną wysokość, podpory utrzymujące ściąg, ze względu na to, że z chwilą ich usunięcia most zaczął całkowicie samodzielnie pracować, opuszczane były stopniowo, w trzech etapach, czyli do każdej grupy podpór robotnicy podchodzili trzy razy. Stąd uzasadniona strata czasu, niezależna od używanych narzędzi.

Załączony szkic wskazuje kolejność opuszczania poszczególnych partji opór rusztowań górnego i dolnego:

Jak widać z rys. 1 usuwanie podpór rusztowania tak było przeprowadzone, aby zwiększając rozpiętość między skrajnymi podporami, stopniowo powoływać do pracy cały ustrój mostowy.

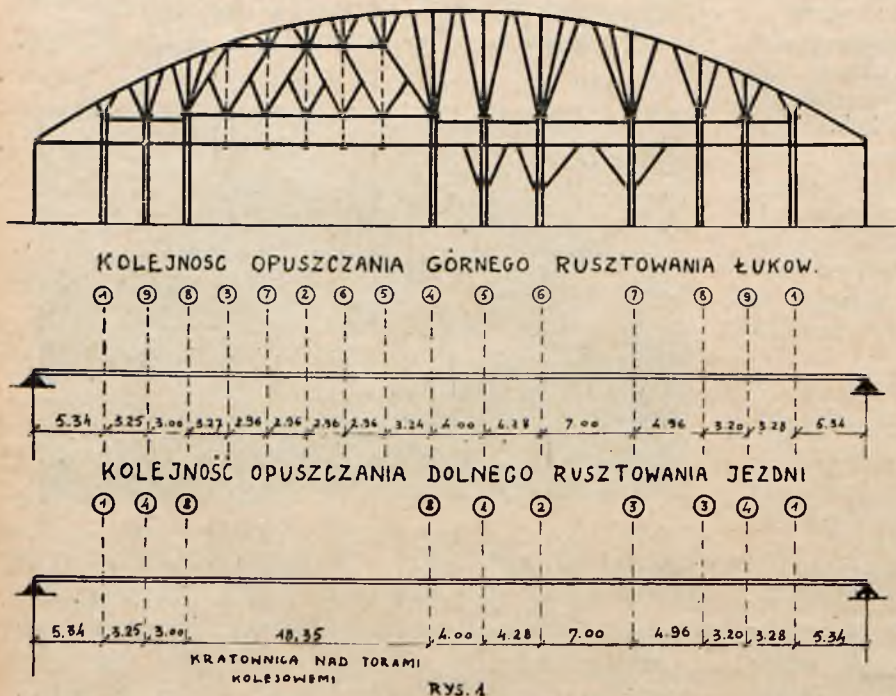
Rozszalowanie jezdni i chodników (1925 m³), rozebranie dolnego rusztowania (106 m³ drzewa) i wszystkich dojazdów, wind i pomostów pomocniczych (12 m³ drzewa) trwało 16 dni przy zatrudnieniu ca 26 cieśli i pomocników. (3247 godz. rob.). W czasie opuszczania rusztowania z pod jezdni zainstalowano 11 aparatów mierzących ugięcia. Z tego 8 aparatów mierzyło ugięcia mostu, a 3 aparaty ugięcia belek poprzecznych jezdni. Największe ugięcie pod ciężarem własnym, mierzone pośrodku mostu na aparacie Michaelisa, wyniosło 12,85 mm. wobec 14 mm. dopuszczalnych w/g teoretycznego obliczenia, bez uwzględnienia wpływu temperatury i wiatru. Ciężar nawierzchni, warstwy Monier, izolacji i warstwy wyrównawczej zastąpiono warstwą piasku grb. 21 cm.

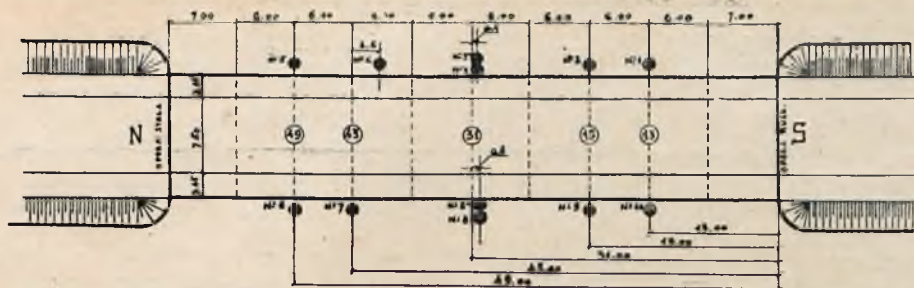
W drugiej połowie maja r. b. zostały przeprowadzone próby wytrzymałości wiaduktu. Zbadano kolejno ugięcia pięciu przekrojów, obciążając odcinki łuku według linii wpływu dla największego naprężenia danego przekroju, przyczem jedna z tych prób była wykonana w ten sposób, by zgodnie z przepisami b. Min. Rob. Publ. można było pomierzyć ugięcie trwałe.

Obciążono przekroje 13, 19, 31, 43 i 49 (nazwy przekroju pochodzą od ich odległości od podpory ruchomej) rozpoczynając próbę od przekroju 19-go kończąc na 49-tym. poczem ziemię zastępującą obciążenie ruchome usunięto w celu pomiaru ugięcia trwałego. Sytuację rozstawienia aparatów pomiarowych, przedstawia rysunek 2.

Wskaźniki oznaczone NN. 3 i 8 były to aparaty samopiszące systemu Rabut, NN. 2, 6, 10 — fleximetri Griot'a, NN. 1, 4, 5, 7, 9 — wskaźniki drewniane (dźwignia o stosunku ramion 1:10). Prócz tego przy wskaźnikach 3 i 8 zainstalowano dodatkowe aparaty 3a (przyrząd syst. Michaelisa) i 8a (fleximetr Griot'a). Ilość piasku potrzebna do należytego obciążenia danego przekroju ulegała zmianie zarówno ze względu na zmianę ciężaru właściwego jak i długości obciążanego pola linii wpływu. Ciężar właściwy, ustalany codziennie przez Komisję na podstawie zważenia określonej objętości piasku, wahał się w granicach od 1650 kg/m³

SIATKA RUSZTOWANIA WIADUKTU N°4.





RYS. 2 SYTUACJA BADANYCH PRZEKROJÓW I ROZSTAWIENIA APARATÓW POMIAROWYCH

do 1750 kg/m^3 . Masy piasku, które operowano, wahały się od 106 m^3 do 148 m^3 . W załączonej tablicy przedstawiono dane, dotyczące wykonania prób. Ponieważ, jak zaznaczyłem, masy piasku dla poszczególnych przekrojów różniły się, więc w rubryce „średnia odległość przewozu” podaję odległości dla ilości piasku, którą manipulowano na moście. Następnie wprowadzam rubrykę „różnicy mas” i oddzielnie podaję odległość, na jaką tę różnicę trzeba było odwozić lub dowozić.

	Nr. przekroju	Czas prze- wozu	Ilość pia- sku m^3	Średn. odl. przew. m.	Różnica mas m^3	Średn. odl. przew. różn. mas m.	Ilość robotni- ków	Ciężar własny kg/m^3
		godz.						
I	19	6,0	135	36	—	—	30	1733
II	13	3,5	148	6	13	25	30	1650
III	31	4,5	106	18	42	25	30	1650
IV	43	3,0	125	12	19	63	30	1750
V	49	2,0	148	6	23	69	30	1650
VI	usuwanie obciążenia	5,5	148	69	—	—	30	1650

Piasek, przeznaczony do próbnego obciążenia, magazynowany był na nasypie przy południowym przyczółku i dowożony na wiadukt 8 wywrotkami o pojemności $0,75 \text{ m}^3$ każda, po dwóch torach ułożonych wzdłuż mostu na podkładach drewnianych wysokości ca 35 cm . (unikano się w ten sposób bardzo kłopotliwego, ciągłego podnoszenia torów). Robotnicy byli podzieleni w następujący sposób: 16 przy wywrotkach; 6 przy przerzucaniu dowiezioną ziemi, 4 przy przyzrywaniu, 4 — pomoc przy ładowaniu wywrotek (podrzucanie ziemi do torów).

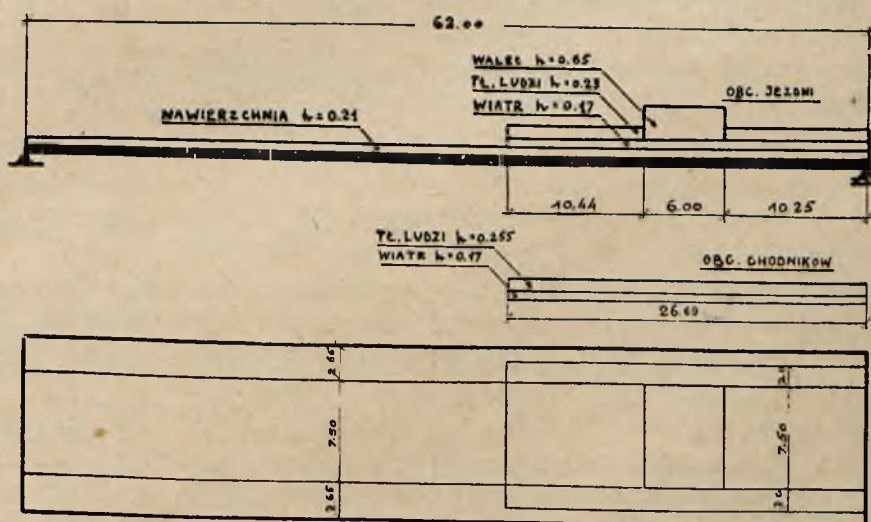
Rzecz jasna, iż wydajność pracy wykazana w powyższej tablicy pozostawia nieco do życzenia, trzeba jednak dla jej uzasadnienia wziąć pod uwagę, że robotnicy specjalnie zaangażowani do tej pracy, mimo wyższych stawek godzinnych, wiedząc o krótkim okresie jej trwania, pragnęli okres ten uczynić możliwie najdłuższym. Oddanie w akord pracy o tym charakterze, jak próbnego obciążenie, jest w/g mnie niewskaza-

ne: dając przedsiębiorcy stosunkowo niewielkie zmniejszenie kosztów, naraża go na szereg nieporozumień z robotnikami, których praca nie może być ciągłą, gdyż muszą ją nieraz przerywać dla umożliwienia Komisji zbadania lub zdecydowania pewnych kwestji, lub wykonywać szereg ubocznych czynności, związanych ściśle z próbą, ale nie z sa-

mem przewożeniem ziemi. Drugą obserwacją, którą można uczynić z przeglądu tej samej tablicy, to dowód, jak szybko, w wypadku przygotowania dobrej organizacji, robotnicy w nią się wciągają i jak skutkiem tego wzrasta wydajność ich pracy. Jeżeli porównamy wiersz I i VI naszej tablicy, przekonamy się, że wydajność pracy tej samej partji robotników w czwartym dniu, wzrosła prawie dwukrotnie w stosunku do wydajności w dniu pierwszym. Przyjmując pod uwagę nawet to, że w przekroju 19 trzeba było dowiezioną ziemię podrzucić i sprzymować, czego nie robiło się przy usuwaniu ziemi z wiaduktu, to jednak kompensuje tę pracę odwiezienie różnicy mas wynoszącej, zgodnie z wierszami I i VI, 13 m^3 . Ziemia układana na wiadukcie zastępowała prócz obciążenia wałkiem drogowym 20 t . i tłumem ludzi 400 kg/m^2 również działanie wiatru. Dla orientacji podaję tutaj schemat jednego z obciążeń (przekrój 13).

Wyniki próbnego obciążenia, jak to zaznaczyłem już w mojej korespondencji z Gdyni umieszczonej we wrześniowym numerze „Przeglądu Budowlanego” wypadły bardzo dodatnio. Podaję tutaj zestawienie otrzymanych ugięć w porównaniu z ugięciami teoretycznymi. Zestawienie to opracowałem na podstawie protokołów Komisji i łączników do nich. Wartości ugięć podano w m/m.

Tablica drugostronna wymaga pewnego omówienia, bowiem może zastanawiać brak symetrii w wartościach teoretycznych strzałek ugięcia dla



RYS. 3 SCHEMAT PRÓBNEGO OBCIĄŻENIA DLA PRZEKROJU TRZYNASTEGO.

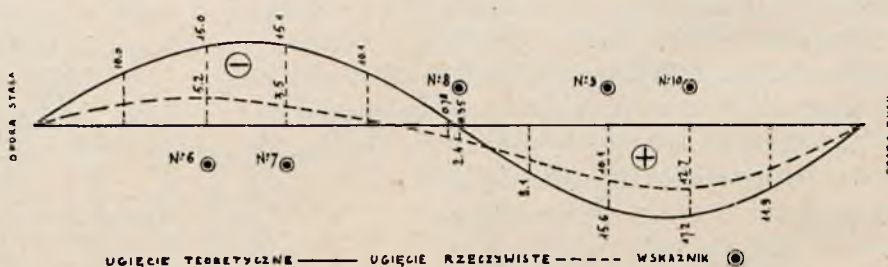
		ŁUK WSCHODNI					ŁUK ZACHODNI				
Prze- krój	Wskaźnik	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
13	ugięc. teor.	17,2	15,6	0,00	-13,9	-15,0	-15,5	-15,1	0,35	15,6	17,2
	ugięc. rzecz.	11,0	10,2	1,9	-5,5	-7,5	-5,2	-3,5	2,4	10,1	12,7
19	ugięc. teor.	16,8	17,2	4,0	-9,2	-12,4	-12,4	-11,3	4,5	17,2	16,8
	ugięc. rzecz.	10,0	10,2	3,1	-3,5	-5,7	-4,7	-1,8	4,0	10,0	12,2
31	ugięc. teor.	5,5	10,7	17,7	12,9	5,5	5,5	10,7	17,65	10,7	5,5
	ugięc. rzecz.	3,3	3,7	5,6	3,4	-0,1	1,3	5,5	6,0	3,3	3,4
43	ugięc. teor.	-11,2	-10,2	3,0	14,0	15,1	15,1	15,5	2,2	-10,2	-11,2
	ugięc. rzecz.	-3,6	-3,8	4,4	9,9	10,0	10,9	12,5	3,1	-3,6	-4,8
49	ugięc. teor.	-15,0	-15,1	-1,4	12,7	17,2	17,2	15,6	-2,0	-15,1	-15,0
	ugięc. rzecz.	-6,5	-6,4	+4,4	11,2	12,7	13,3	14,7	+2,8	-4,0	-6,6

tych miejsc łuków wschodniego i zachodniego, które są badane wskaźnikami 3 i 8 oraz 4 i 7. Należy zatem wyjaśnić, iż ze względu na lokalne przeszkody wskaźniki te były w stosunku do siebie nieco przesunięte, wobec czego dla porównania z odczytanymi na nich ugięciami zostały obliczone teoretyczne strzałki ugięcia dla przekrojów łuków odpowiadających położeniu wskaźników w terenie. Przesunięcia wzajemne wspomnianych wskaźników widać na rys. 2. Również należy zaznaczyć, że wartości teoretycznych strzałek ugięcia dla przekroju 19 są zwiększone o 11%, t. j. w takim samym stosunku, w jakim rzeczywiste obciążenie było zwiększone w stosunku do teoretycznego obciążenia, przyjętego do obliczeń. Duży wzrost strzałki ugięcia rzeczywistej wobec teoretycznej, który można zaobserwować na odczytach wskaźników 3 i 8 dla przekroju 13-go tłumaczy się łagodniejszym przebiegiem całej krzywej ugięcia, a tem samem przesunięciem punktu zerowego w stronę momentów ujemnych. To samo jest przyczyną zmiany znaku strzałek ugięcia w przekroju 49 (wskaźniki 3

i 8). Załączony wykres ugięcia dla przekroju 13 (łuk zachodni) wymownie tę sprawę ilustruje.

Na zakończenie odbiegnę nieco od tematu, gdyż chcę zaznaczyć, że oddanie do publicznego użytku Wiaduktu Nr. 4 ma duże znaczenie dla usprawnienia komunikacji kołowej między portem i miastem. Dotąd, jadąc do portu ulicami Portową i Centralną trzeba było przejeżdżać przez cztery przejazdy w poziomie torów kolejowych, przyczem przejazd zastąpiony obecnie przez Wiadukt Nr. 4, ze względu na największy ruch pociągów, był najbardziej uciążliwy.

Obecnie, ruch kołowy skierowany do portu przez Wiadukty Nr. 3 i 4, napotyka na swej drodze tylko dwa i to mniej ruchliwe przejazdy kolejowe.



RYŚ. 4 KRZYWE UGIĘĆ ŁUKU ZACHOD. PRZY OBCIĄŻENIU PRZEKROJU 13-GO.

NIEDYSKRECJE BUDOWLANE

Dla wyjaśnienia podłoża zjawisk omawianych w dalszym ciągu, niedyskrecje poniższe musimy poprzedzić wstępem, wyjaśniającym tło i przesłanki, z których podane przez nas fakty wynikają.

Urzędnik powołany do wykonania umowy zawartej w imieniu Skarbu Państwa, dostaje do rąk umowę najezoną jednostronnymi rygorami, wyłącznie na niekorzyść wykonawcy robót.

Wszelkie samodzielne, choćby najłagodniejsze i najsprawiedliwsze, załatwienie sprawy przy interpretowaniu treści umowy, pociąga dla urzędowego wykonawcy umowy tylko kłopoty i potrzebę tłumaczenia się wobec władz zwierzchnich i organów kontroli, a bardzo rzadko uznanie za twórczą inicjatywę.

Urzędnik z praktyki wie, że nikt go nie pociągnie do odpowiedzialności za

szkody i straty wyrządzone firmie przez fałszywe i szkodliwe dla kontrahenta interpretowanie i wykonywanie warunków umowy, a kontrahent ma praktycznie w wysokim stopniu utrudnioną obronę, gdyż pozostaje mu tylko żmudna, długotrwała i kosztowna droga procesów sądowych.

Na podłożu zasady jednostronnych obowiązków w umowach ze Skarbem Państwa, przejmowanej skwapliwie

przez inne instytucje publiczne, kooperatywy i zrzeszenia urzędnicze, wyrastają bujne kwiatki biurokratyczne, z których skromny tyłko bukietek dziś zrywamy, chcąc na konkretnych przykładach dać obraz prawnego spustoszenia, jakie wywołuje zasada jednostronności obowiązków w wykonaniu umów.

*

Wobec niedokończenie pewnej budowy przez firmę X, zleceniodawca powierzył wykończenie robót na tejże budowie innemu przedsiębiorstwu Y, zawierając z nim zupełnie formalną i oddzielną umowę. Przedsiębiorstwo Y roboty wykonało, rachunek za nie złożyło i tu zaczęła się dopiero tragedia. Gdy przyszło do asygnowania należności, instytucja zleceniodawcza zorientowała się, że kaucja firmy X nie wystarcza na pokrycie należności firmie Y i w związku z tym zdecydowała, że konsekwencje tego stanu rzeczy powinno ponieść przedsiębiorstwo Y, któremu zatrzymano należność do czasu... wyegzekwowania jej od firmy X. Kowal zawinił, a ślusarza powieszono.

*

W pewnym stadium wykonywania budowy, gdy w ręku zleceniodawcy znajduje się poza 10 proc. kaucji jeszcze niewypłacony rachunek, stanowiący dalsze zabezpieczenie w wysokości 20 proc. całkowitej sumy robót, nadechodzi do władzy nadzorczej pismo kierownika robót, kwestjonujące jakoś pewnej, zresztą nieznaczącej, części robót. Urzędnik załatwiający asygnowanie należności bez chwili wahania natychmiast zatrzymuje wydanie asy-

gnaty na ten rachunek. Nie wystarcza mu zabezpieczenie w wysokości 10 proc., jako ekwiwalent za ewentualne drobne braki, dla pewności woli mieć zabezpieczenie w wysokości 30 proc. kosztu całej roboty. Nie dość na tem. Ponieważ przypadkiem ta sama firma wykonuje dla tej samej instytucji jeszcze kilka innych budów na zasadzie odrębnych umów, przeto równocześnie wstrzymuje się jej wszystkie wypłaty i podnosi gwarancję w ten sposób do 300 proc. Urzędnika nie interesuje zamęt, jaki powstaje z tego powodu w finansach firmy i straty, jakie ona ponosi. On wie, że go nikt za to nie pociągnie do odpowiedzialności, a zwiększając gwarancje zabezpiecza się tem mocniej przeciw wszelkim ewentualnościom. W efekcie miesiące upływają zanim sprawa zostaje wyjaśniona w toku dalszych instancji i koleżejalnego załatwienia sprawy.

*

Pewnej firmie zlecono robotę z tem, że 75 proc. należności miano jej wypłacić za dwa lata, a 25 proc. zobowiązano się wypłacić gotówką natychmiast po sprawdzeniu rachunku, z potrąceniem 10 proc. na kaucję.

Urzędnik asygnujący gotówką wypłatę 25 proc. całej należności, uważał za wskazane od tej sumy potrącić całą kaucję, równającą się 10 proc. sumy za całą robotę i w ten sposób firma zamiast 25 proc. należności otrzymała tylko 15 proc., a wskutek tego dzięki niedostatecznie jasno wyrąbanej treści umowy od firmy uzyskano kredyt nie w wysokości 75 proc., a 85 proc. całej należności.

Widocznie w mniemaniu urzędnika dwuletni kredyt w wysokości 75 proc. całej należności niedostatecznie jeszcze zabezpieczał interesy tejże instytucji.

*

Firma Z czując się pokrzywdzona przy wykonaniu umowy o budowę w X wystąpiła z pretensjami do Sądu przeciwko instytucji.

Na skutek wniesienia skargi sądowej, firmie — prawdopodobnie tytułem kary za śmiałość — wstrzymano nie tylko wypłatę niespornych należności za budowę w X, lecz również i należności oraz zwrot kaucji z robót na innych terenach i wynikających z innych umów.

Nie chcemy narazie mnożyć faktów, choć w tece redakcyjnej mamy ich sporą wiązanekę.

Po zaznajomieniu się z niemi dochozimy do przekonania, że możliwym jest również, to, co dotychczas uważaliśmy za anegdotę.

Pewien urzędnik przeczytał w umowie warunek, że należność za rachunek należy wyasygnować po 30 dniach od daty złożenia rachunku, doszedł do przekonania, że właściwie mógłby należności nie wypłacić. Przed 30 dniami umowa mu nie pozwala, a po 30 dniach nie może on tego dokonać wobec nieustalenia terminu wypłaty.

*

Trudno na ten temat nie pisać satyry, choć nie jest ona naszym celem. Mamy jednak nadzieję, że miarodajne czynniki dojdą do przekonania, iż nie leży w interesie ogólnym podtrzymywanie stanu rzeczy, który jest przyczyną przedstawionych faktów.

RUCH BUDOWLANY

WYSTAWA 15-LECIA BUDOWNICTWA WOJSKOWEGO

W gmachu Oficerskiego Kasyna Garnizonowego w Alei Szucha 23 odbyło się otwarcie wystawy, ilustrującej dorobek piętnastolecia budownictwa wojskowego.

Napis u wejścia, głoszący, że w budownictwie wojskowym zostało dotychczas przebudowane około 8 milionów m³ dowodzi, jak ważne miejsce w dorobku budownictwa polskiego zajmują budowle wojskowe i jak decydujące jest stanowisko tego zleceniodawcy dla przemysłu budowlanego.

Należy podkreślić, iż wystawa pod każdym względem spełnia swe zadanie godnego ilustrowania dorobku pracy pierwszego piętnastolecia budownictwa wojskowego. Zarówno treść jak i forma, w jakiej są podane eksponaty i wykresy stoją na wysokim poziomie, przewyższając nawet szereg ostatnich wystaw budowlanych zagranicznych

Nie jest celem tej notatki szczegółowe sprawozdanie z wystawy, która powinna być licznie zwiedzona przez przedstawicieli świata budowlanego

Nigdy dotąd u nas nie było w jednym miejscu zgromadzonego i podanego w takiej formie tyle materiału źródłowego z zakresu, obejmującego prawie wszystkie działy budownictwa nadziemnego.

Od streszczenia zwalnia nas pozatem zapewnienie organizatorów wystawy, iż przewidziane jest specjalne wydawnictwo, które utrwali większość wystawionego materiału.

Obejrzenie wystawy daje świadectwo pracy naszych architektów i inżynierów, którzy, mając na terenie budownictwa wojskowego szerokie pole pracy, tu właśnie wykształcali z biegiem lat nowe formy w zakresie projektowania całego szeregu typów budowli, stanowiących niejednokrotnie podstawę do rozwoju budownictwa w innych działach.

Wystawa wykazuje również, jak aparat ad-

ministracji i kierownictwa robót, doskonalili się z biegiem lat.

Pod tym względem charakterystyczne są tablice ilustrujące cyfrowo koszty budowy, skład personelu, ceny jednostkowe itp. Wykresy podane są w formie wyjątkowo przejrzystej, oryginalnej, a wskutek tego nienużącej. Wykresy przebiegu kosztów budowy wykazują, iż zasadniczo przebieg ich jest indentyczny z obliczonym i notowanym przez nas wskaźnikiem. Jednak na specjalne wyróżnienie zasługują cyfry, które wykazują, jaką oszczędność uzyskano w kosztach budowy, dzięki większej sprawności w projektowaniu i wyborze konstrukcji.

Wystawa ma być otwarta do 26 bm. włącznie i jak najgoręcej polecamy jej zwiedzenie.

FUNDUSZ INWESTYCYJNY

W zeszycie 44 „Polski Gospodarczej“ znajdziemy w związku z ustawą o Funduszu Inwestycyjnym bardzo interesujące rozważania na temat kierunku polityki inwestycyjnej pióra p. Janusza Rakowskiego. Ze względu na ciekawe ujęcie tematu, obrazujące bezwzględnie opinię sfer miarodajnych, uważamy za wskazane podać zasadnicze myśli tego artykułu.

Na wstępie autor podkreśla, iż dotychczasowa polityka rządowa przeciwstawiała się wszelkim próbom sztucznego nakręcania konjunktury, gdyż uważano, iż jedynym wyjściem z kryzysu jest dostosowanie naszego gospodarstwa i jego poszczególnych elementów do zmienionej sytuacji. Zagadnienie zaś inwestycji było uważane przez politykę ekonomiczną Państwa jako cel ostateczny, a nie środek leczenia choroby gospodarczej.

Dopiero obecnie, gdy t. zw. procesy likwidacyjne odbyły się w dużym stopniu, poczęto myśleć o stopniowym ożywianiu życia gospodarczego w drodze, między innymi, rozwoju inwestycji. Autor wyraża wielce znamiennej opinię, „ *iż w chwili obecnej, pod wpływem znacznego obniżenia się cen materiałów i robocizny, wytworzył się w Polsce okres konjunktury inwestycyjnej — tem bardziej, iż w tym zakresie mamy dużo potrzeb i dużo możliwości rentownej pracy. Ten okres należy wykorzystać*”.

Na tej linii polityki inwestycyjnej Państwa leży również emisja bonów inwestycyjnych i utworzenie w ramach Funduszu Pracy odrębnego Funduszu Inwestycyjnego.

Bony inwestycyjne będą zapewne stanowić atrakcyjny środek lokaty kapitałów, których posiadacze zechcą zapewnić sobie dużą płynność lokaty. Bony będą bowiem mogły być używane do spłaty wszelkich należności skarbowych, pozatem będą mogły być w każdej chwili wymieniane na gotówkę. Dodatkową atrakcją bonów będą loso-

wania połączone z premjami, na które ma być przeznaczony około 4% kapitału.

Ustawa przewiduje uprawnienie do emisji bonów do sumy 100 milionów zł.

FUNDUSZ PRACY

a) Działalność w roku 1933.

Akcja Funduszu Pracy w sezonie r. b. wyraziła się na 30 września sumą 50 milj. zł., z czego definitywnie zawarto umów na kwotę 47 milj. zł., z czego 31.8% dotyczyła robót rządowych, 58.8% robót samorządowych i 8.6% robót prywatnych z udziałem czynnika publicznego.

Z ogólnej sumy wydatków przypadło na roboty drogowe — 13.402.425 zł., wodno-komunikacyjne — 2.460.000 zł., kolejowe — 3.862.800 zł., meljoracyjne — 7.790.050 zł., elektryfikacyjne i gazyfikacyjne — 1.457.000 zł., budownictwo mieszkaniowe — 3.969.200 zł., przygotowanie terenów budowlanych, jak meljoracja, regulacja, budowa nawierzchni ulic i t. p. — 1.903.700 zł., budowa linii tramwajowych — 1.190.000 zł., drobne budownictwo mieszkaniowe — 875.500 zł., urządzenia miejskie — 10.865.400 zł. i dokończenie budowy gmachów publicznych — 3.686.925 zł.

Przebudowa dróg względnie wykonanie nowych objęła około 750 klm., roboty wodno-komunikacyjne, jak wykopy portowe, porty, tamy i t. p. na rzekach zarządzanych przez ministerstwo komunikacji — 900.000 mtr. sześć. roboty kolejowe: Warszawa—Radom, Kraków—Miechów i Płock — Sierpc około 46 klm., roboty meljoracyjne przy obwałowaniu rzek około 72 klm., a regulacja różnych rzek i potoków około 400 klm., elektryfikacja nowych sieci około 150 klm., a gazyfikacja około 85 klm., gazociągów, budownictwo mieszkaniowe objęło przygotowanie około 138 hektarów terenów i nowe linje tramwajowe o długości około 16,4 klm., a budynki mieszkaniowe wykonano w łącznej kubaturze 36.890 mtr. sześć. Budownictwo publiczne objęło dokończenie budynków szkolnych i gmachów publicznych o ogólnej kubaturze około 460.000 mtr. sześć. Wśród gmachów publicznych, które Fundusz Pracy ma dokończyć, znajdują się 52 szkoły powszechne o łącznej ilości 456 izb lekcyjnych na 36.480 dzieci, 3 szpitale na około 210 łóżek, dom wychowania fizycznego i przysposobienia wojskowego o kubaturze około 20.000 mtr. sześć. oraz klinika ginekologiczna w Krakowie i wreszcie szereg innych inwestycji o łącznej kubaturze około 110.000 mtr. sześć.

b) Program działalności na rok 1934.

Ogólna suma budżetu po stronie dochodów i wydatków wynosi, jak i w bieżącym sezonie 100 milj. zł., w czym 10 milj. figuruje jako rezerwa.

Na akcję zatrudnienia (roboty publiczne) przewiduje się ok. 60. milj. zł., zaś na akcję pomocy bezrobotnym ok. 30. milj. zł.

Szczegółowy podział sum przeznaczonych na roboty publiczne przewidziany jest w ogólnym zarysie, jak następuje:

	Złoty
roboty drogowe	12 000 000
roboty wodno-komunikacyjne	10 000 000
roboty kolejowe	5 000 000
roboty meljoracyjne	5 000 000
elektryfikacja i gazyfikacja	3 000 000
budownictwo mieszkaniowe	12 000 000
urządzenia miejskie	7 500 000
różne rob. publ.	8 500 000

Ogólną zasadą przyszłorocznego programu jest zwiększenie planowości, finansowanie robót większych i o zasadniczym znaczeniu, równomierne rozłożenie robót przez cały sezon.

W następnym zeszycie podamy bliższe dane co do robót, które będą finansowane przez Fundusz Pracy w roku 1934.

Wynik przetargu

Okręgowego Urzędu Budownictwa Wybrzeża Morskiego z dn. 25.X.1933 na budowę drogi do garażów w Oksywiu.

L. p.	F I R M A	Zł.
1	Inż. G. Sawicki	52 188,57
2	Henisz i Bocheński	62 811,31
3	J. May	67 842,37
4	Inż. H. Wysocki	67 867,71
5	Spółka Inżynierów Meljoracji	70 056,69
6	Br. Jankowski	76 086,25
7	J. Bachański	80 146,92
8	Drogomost	82 244,30
9	Żabierek i Szczepankiewicz	83 085,54
10	Obrycki i Narzyński	83 768,51
11	Tor	98 438,18

Przetarg na budowę więzienia w Wejherowie w dniu 26.X.1933 r.

L. p.	F I R M A	Zł.
1	Zjednoczone Tow. Inż. Bud. w/m.	166 864,47
2	Scheibier, Wejherowo	193 464,43
3	Skąpski i S-ka	215 061,81
4	Warszawskie Przedst. Bud.	215 307,09
5	Oppman i Kozłowski	219 271,07
6	Rika, Bydgoszcz	246 470,73
7	Drecki Józef, Toruń.	273 836,18

NOWE FORMY POPIERANIA REMONTU BUDYNKÓW W NIEMCZECH

W akcji zwiększania zatrudnienia w Niemczech zajmuje popieranie robót mających na celu utrzymanie istniejących domów przez remont, przebudowę i podział mieszkań, jedno z najważniejszych miejsc (por. Przegląd Budowlany, zesz. 8/35 str. 359). Nowa ustawa t. zw. druga ustawa dla zmniejszenia bezrobocia z 21 września 1933 rozszerza dotychczasowe ramy pomocy na ten cel.

Obecna ustawa przeznaczona na subsydia na roboty w zakresie remontu i przebudowy, dokonane do 31 marca 1934, sumę 500 milionów, co stanowi znaczne rozszerzenie dotychczasowych ram tej akcji. Rządy Papena i Schleichera wyasygnowały na ten cel po 50 milionów, a ustawa z 1. VI, 1933 100 milionów.

Pomoc obecna obejmuje:

1. subsydjum bezzwrotne gotówkowe w wysokości 20% kosztów remontu i 50% kosztów przebudowy, dokonanej w celu podziału mieszkań, stworzenia nowych izb lub obrony gazowej.
2. pokrycie oprocentowania reszty kosztów w wysokości 4% rocznie przez 6 lat.

Ta ostatnia forma pomocy odbywa się przez wydanie bonów na zwrot kosztów oprocentowania od razu w całkowitej sumie t. j. w 24% reszty kosztów, niepokrytych przez subsydjum gotówkowe. — W ten sposób przy subsydjum 20% całkowita pomoc rządowa wynosi ogółem około 40% kosztorysu, a przy 50% subsydjum sięga ta pomoc 62% kosztorysu, co bezwątpienia stanowić będzie silny bodziec do podjęcia robót w okresie zimowym tem bardziej, że ze strony oficjalnej kategorycznie oświadczone, iż ani termin 31. III. 1934 nie będzie w żadnym razie prolongowany jako ostateczny termin wykonania subwencjonowanych robót ani też suma 500 milionów nie będzie podwyższona.

Wynik przetargu

Zakładu Wodociągów i Kanalizacji m. Gdyni na budowę centralnego ogrzewania hali maszyn głównego ujęcia wody w Rumji.

L. p.	F I R M A	Zł.
1	Gbiorezyk i S-ka	23 000,—
2	Szafranek	25 256,89
3	Inż. Wardęcki	25 280,38
4	Pitak	29 647,94
5	Inż. Cieślowski	39 664,10

Przetarg w dniu 17.X.1933 r. na odbudowę pierścienia gen. Kniaziewiczza w Dęblinie.

L. p.	F I R M A	Zł.
1	Klonowski	212 556,—
2	Kowalczyk	212 759,—
3	Szretter	214 361,—
4	Landau	217 281,—
5	Reinberg i Szpigiel	231 238,—
6	Zawistowski i Słomiński	270 381,—
7	Filanowicz i Suchowski	280 116,—
8	Oppman i Kozłowski	288 761,—

Wydatki na budowę z budżetu nadzwyczajnego.

	1934/35	Budżet 1933/34	Wykona- nie budżetu 1932/33	Zamknię- cie r-ków za rok 1931/32	Wyjaśnienie do budżetu 1934/35
Kontrola państwowa	250 000	—	—	363 000	na budowę gmachu N. I. K. w Warszawie
Ministerstwo Spr. Wojskowych					
I. wojska lądowe					
a) utrzymanie wojska	17 880 000	17 880 000	12 804 978	20 309 390	na bud. koszar itp. 13.415.000, na bud. lot- nicze 3.540.000
b) zaopatrzenie wojska	2 830 000	1 970 000	1 645 940	2 286 511	na nowe budowle 1.270.000, reszta na wy- kup obiektów
c) wyszkolenie	4 660 000	4 630 000	4 029 811	2 745 400	na nowe budowle 2.670.000, reszta na wy- kupy
II. marynarka					
a) utrzymanie	1 960 000	3 530 000	2 204 612	2 735 851	na nowe budowle 1.840.000, reszta na wy- kup gruntów
Min. Spr. Wewnętrznych					
I. zarząd centralny	45 090	—	—	—	zaległa należność za budowę ul. Śto-Krzy- ska 12
II. służba techniczna	440 000	745 100	720 086	1 500 536	160.000 na wykończ. domów urzęd. w Lublinie, Drohobyczu i w woj. wscho- dnych i 280.000 na przebudowy i grun- towne naprawy
III. korpus ochrony pogranicza	1 000 000	1 200 000	1 677 943	908 000	na bud. koszar, strażnic i bud. gosp. 953.000
Min. Sprawiedliwości	178 000	250 000	—	—	na dokończenie nadbudowy gmachu Min. Sprawiedliwości
Min. Przemysłu i Handlu					
I. Urząd morski w Gdyni					
a) budowle	160 000	12 000	192 805	720 538	150.000 na budowę części nowego moła wschodn. i części nabrzeża na Helu 10 000 na budowę spalarni śmieci
b) należności za budowę portu	13 400 000	7 480 000	3 450 000	—	10.800.000 na raty za bud. portu, 2.400 000 na raty za bud. nadziemne i 200.000 na roboty dodatkowe.
c) urządzenia portowe	2 300 370	4 032 000	1 786 558	—	669.870 na bud. wiaduktów i tor. kolej.; 1.101.000 na bud. urządzeń przeladun., magaz., wodoc. i kanaliz.
d) rozbudowa moła północnego	1 552 000	1 445 000	1 900 000	345 000	
Min. Komunikacji					
I. Państwowy Instytut Meteorol.	100 000	130 000	30 970	199 999	Roboty w Gdyni, Jabłonie, Helu i Hali Gąsienicowej
Min. Roln. i Reform Rolnych	50 000	—	—	—	Nadbudowa Urz. Ziemskiego w Kielcach
Min. Wyznań i Ośw.	1 300 000	2 195 000	479 464	1 343 775	likwidacja zaległych rach. i najkoniecz- niejsze remonty
Min. Opieki Społecznej	100 000	220 000	288 600	833 984	na obóz emigrac. w Gdyni 50.000, reszta spłata odsetek
	620 000	450 000	335 000	570 000	urządzenia sanit. w porcie gdyńskim 370.000; 250.000 rata na zakup Dru- skiennik
Przedsiębiorstwo Kolei Państw.					
I. Lotnictwo cywilne	2 728 000	2 905 000	2 850 098	2 805 670	na budowlę 1.693.000 (większe objekty: odwodn. i kanal. na Okęciu 90.000, drogi i bocznicę na Okęciu 100.000, hangar w Gdyni 100.000, w Wilnie 150.000, bud. portowy w Gdyni 115.000, radjostacja w Wilnie 75.000, drogi w Gdyni i Wilnie 60.000)
II. Koleje normalnotorowe					
a) budowa nowych linii	5 861 000	2 200 000	1 618 944	12 187 962	Kraków - Miechów 2.500.000, Płock - Sierpe 500.000, Woropajewo - Druja 200.000, Warszawa - Radom 2.550.000
b) budowa i przebud. węzłów i stacyj	13 030 000	15 621 000	19 947 802	25 993 424	Węzeł warszawski 6.000.000, Kutno 300.000, Gdynia 200.000

Wydatki na budowie z budżetu nadzwyczajnego.

	1934/35	Budżet 1933/34	Wykona- nie budżetu 1932/33	Zamknię- cie r-ków za rok 1931/32	Wyjaśnienie do budżetu 1934/35
c) uzup. i przebudowa mostów i t. p.	1 400 000	1 200 000	1 322 529	984 264	
d) budynki stacyjne	1 500 000	2 300 000	3 586 131	6 012 573	
e) bud. mieszkalne	210 000	1 590 000	1 082 336	3 800 146	
f) warsztaty	220 000	1 200 000	393 175	1 703 127	
III. Koleje wąskotorowe	235 000	724 000	802 055	1 165 890	
Przedsięb. Min. Opieki					
I. zdrojowiska	811 740	1 481 470	1 202 324	1 156 646	
II. szpitale	270 000	320 000	150 296	172 217	
Min. Poczt i Telegrafów	2 591 500	—	—	—	w tem m. in. Otwock 219.000, Równe 200.000, Pińsk 150.000, Przemyśl 150.000, Krynica 200.000, Sosnowiec 100.000, Bydgoszcz 150.000, Szarlej 115.000, Dziezdzie 170.000
Radjotelegraf	764 040	777 000	967 330	611 548	
Fundusz Kwaterunku Wojsk.	7 700 000	4 000 000	—	—	
Fundusz Drogowy	15 000 000	20 531 400	9 281 344	549 225	wykup skryptów dłużnych 13.230.000, spłata należności z poprzednich okresów 1.770.000
Szkoły średnie	900 000	69 000	—	—	remonty kapitalne, wykończenie bułowy i spłata 150.000 za gimn. Król. Jadwigi

Powyżej uważaliśmy za celowe podać wyciąg porównawczy z preliminarza nadzwyczajnego budżetu państwowego na rok 1934/35 dla zorientowania świata budowlanego co do wysokości przewidywanych inwestycji, pochodzących ze zleceń Skarbu Państwa. Cyfry same ujęte w formę tabelaryczną i poparte wyjaśnieniami na marginesie, dają pełny obraz sytuacji na tym odcinku budownictwa. Nasuwa się ogólny wniosek, iż w globalnej sumie budżetu inwestycyjnego Państwa w stosunku do roku bieżącego nie zajdą istotne zmiany.

DROGI I BUDOWNICTWO DROGOWE WE WŁOSZECH W CZTEROLECIU 1928 — 1932

Gospodarka drogowa we Włoszech osiągnęła w ostatnich latach tak znaczne rezultaty, iż warto się z nimi zapoznać, choćby w bardzo pobieżnym strzeszczeniu.

Budowa i utrzymanie dróg podlega obecnie we Włoszech Państwowemu Autonomicznemu Zarządowi Drogowemu (A. A. S. S.). Techniczna działalność A. A. S. S. polegała na wykonywaniu robót dotyczących: zwykłego utrzymania dróg, nadzwyczajnych robót i ogólnego ulepszenia dróg.

Ażeby umożliwić szybkie wykonanie ogólnego programu ulepszenia całej sieci dróg państwowych, a przynajmniej dróg magistralnych, przystępowano do wykonywania robót w ramach programów rocznych, lecz rozkładając wypłaty za nie na tak długi okres czasu, by roczne spłaty mieściły się w ramach preliminarzy budżetowych. W tym celu zaciągano pożyczki na okres lat piętnastu, względnie oddawano przedsiębiorcom roboty, również ze spłatą w ciągu lat piętnastu. W ten sposób możliwe było wykonanie robót około ulepszenia dróg na su-

mę dziesięciokrotnie większą od przypadających do wypłaty rocznych spłat zobowiązań.

W efekcie, w zakresie ulepszenia dróg, w ciągu czterolecia wykonano robót za gotówkę na sumę 423 miliony lir i na kredyt na sumę 954 milionów. W ten sposób ulepszone nawierzchnie osiągnęły do 30.VI.33. cyfrę 9006 km.

Do 30.VI.32. utrwalono powierzchniowo głównie przez dwukrotne powlekanie emulsją bitumiczną 7144 km i wykonano nawierzchni średnich i ciężkich na 550 km dróg. W tym czasie na konserwację dróg wydano 827 milj. lir.

Wiele też pracy włożono w budowę nowych obiektów drogowych, jak mostów, wiaduktów, podjazdów i t. d., uzupełniając, a nawet prawie zupełnie usuwając olbrzymie braki, jakie pod tym względem odczuwano. Ogółem wybudowano 457 mostów o świetle do 10 m, 109 mostów o świetle od 10 m do 50 m, oraz 50 mostów i wiaduktów o świetle ponad 50 m. Koszt tych robót wyniósł ogółem 206 milj. lir.

Charakterystyczna jest również cyfra stanu zadrzewienia dróg: przed objęciem zarządu dróg państwowych przez A. A. S. S. znajdowało się na nich 155.000 drzew, w okresie czteroletnim zasadzono nowych 417.000 drzew, doprowadzając zadrzewienie dróg do imponującej cyfry 602.000 drzew.

CENY MATERJAŁÓW BUDOWLANYCH

Wskaźnik cen hurtowych materiałów budowlanych: wrzesień 1933 — 55,1 (1928 = 100).

Wskaźnik kosztów utrzymania w Warszawie: październik 1933 — 69,9 (1927 = 100).

Wskaźnik kosztów budowy: październik 1933 — 59,3 (1928 = 100).

Cegła, klinkier, pustaki, kamionka i wyroby ogniotrwałe.

Rury kamionkowe i cegła ogniotrwała patrz zesz. 10/32.

Tow. Zakł. Cer. Dzielwski i Lange notuje następujące ceny na *posadzkę kamionkową* (terrakota) — franco wagon fabryka w Opocznie:

kwadraty gładkie lub groszkowane jednokolorowe 15 × 15 i 14,5 × 14,5 cm, za 1 m² — I gatunek — żółte i czerwone 17,85 zł., szare i brązowe 18,70 zł., białe 19,55 zł., czarne — 20,40 zł., niebieskie 23,80 zł., I/II gatunek o 7,5% taniej, II gatunek o 15% taniej, ośmiokąty i sześciokąty droższe w I gatunku o 0,40 zł., w I/II gat. o 0,37 zł., w II gat. o 0,34 zł.

plintusy wklęsłe za 1 m. b. — żółte i czerwone 4,70 zł., białe i szare 5,55 zł., czarne — 6 zł.

holkele wąskie — 3 zł.

posadzka bramowa żółta i szara — 23,80 zł., żłobkowana żółta — 18,70 zł.

Ceny powyższe loco skład w Warszawie podnoszą się o 0,50 złotych na m², a przy posadzce bramowej o 1,00 zł.

płytki mozaikowe kwadraciki 2 cm lub gorseciki za 1 m² 18,00 zł.

płytki klinkierowe 16,8 × 16,8 × 3 cm za 1 m² — 11,00 zł.

Płytki glazurowane białe wraz z zakończeniami bandowemi i narożnikami — w gatunku I-ym za 1 m² — 18,00 zł., w gat. II — 16,00, w gat. III — 13,00, holkiel wąski za 1 m. b. w gat. I — 2,20 zł.

Dekarskie materiały patrz zesz. 7/33.

Drzewo.

Tendencja na rynku materiałów tartych jest w dalmatycznym ciągu mocna. Daje się odczuwać dotkliwy brak materiałów budowlanych, szczególnie odczuwa się brak desek grub. 1½", kantówek wymiarowych, desek podłogowych i desek stolarskich.

Zakupy surowca do przetarcia w nadchodzącej kampanji odbywają się po cenach mniej więcej o 50% wyższych od cen zeszłorocznych, w ostatnich jednak dniach tendencja jakby osłabła.

Ceny hurtowe loco wagon *Warszawa* przedstawiają się jak następuje za m³: deski obrzynane do 1" — 40 do 45 zł.; do 1½" — 43 do 48 zł.; deski stolarskie od 2" — 85 zł.; do 1½" — 75 zł.; deski podłogowe szpunt. 1½" — 60 — 90 zł. Wzrosły również ceny na posadzkę dębową, które wynoszą obecnie franco skład Warszawa za 1 m²: eksportowe — 6,20 zł.; krajowe I kl. — 5,20 zł., II kl. — 4,20 zł.

Izolacje cieplne.

patrz zesz. 3/33.

Izolacje od wilgoci.

patrz zesz. 10, 11/32, 1/33, 5/33 i 6/33.

Kamień.

Ceny *marmuru* krajowego (not. firmy „Marmur w Kielcach"): patrz zesz. 3/33.

Ceny za *granit* w/g not. firmy Czeżowski i Strug: patrz zesz. 5/33 i 8/33.

Malarskie materiały i Nowe materiały patrz zesz. 3/33

Piece i przybory piecowne patrz zesz. 1/33.

Szkło patrz zesz. 9/33 i 10/33.

Stolarszczyzna patrz zesz. 3/33.

Wiążące materiały i zaprawy patrz zeszyt 6/33.

Walka konkurencyjna między cementowniami po rozwiązaniu syndykatu prowadzi do coraz większego obniżenia cen. W handlu hurtowym przy dobrych warunkach płatności oferowane są ceny *cementu* za 100 kg. w opakowaniu papierowym loco wagon: cementownia poczynając od 3,20 zł. do 3,80 zł. Niektóre cementownie gotowe są zawrzeć tranzakcje na sezon przyszły po 4,00 do 4,50 zł. z klauzulą wiążącą nawet w wypadku powtórnego zawiązania się porozumienia cenikowego pomiędzy cementowniami.

Żelazo i metale.

Blacha cynkowa — patrz zesz. 3/33.

Gwoździe. W październiku nastąpiło między fabrykami drutu i gwoździ porozumienie, co do cen, a hurtownicy zobowiązali się do utrzymania następujących wytycznych cen na gwoździe i druty:

gwoździe żelazne — zł. 5,55 za za skrzynkę 16 kg. zasadniczo plus dopłaty w-g ogólnego cennika (np. cena skrzynki 4" kwadratowych wynosi 7 zł.).

Druty żelazne blankowe — zł. 40 zasadniczo za 100 kg. plus dopłaty w-g ogólnego cennika.

Druty żelazne ocynkowane — zł. 45,60 za 100 kg. plus dopłaty.

Żelazo w-g not. Synd. Polskich Hut Żelaznych.

Blacha żel. ocynk., blacha miedziana, mosiężna i cynkowa.

Rury wodociągowe patrz zesz. 9/33.

GDYNIA patrz zesz. 7/33, 9/33 i 10/33.

KATOWICE p. zesz. 9/33.

KRAKÓW i POZNAŃ: patrz zesz. 8/33.

WARSZAWA.

Stan na rynku ceglarskim jest w dalszym ciągu mocny, przy dużym zapotrzebowaniu ceny mają tendencję wyższą.

Cena *cegły* l. wagon Warszawa wynosi obecnie 46—50 zł., a loco budowa 55—60 zł., w zależności od gatunku cegły.

Firma Jan Czekaliński notuje:

żwir wiślany loco wybrzeże Wisły — 15,00 zł. za 1 m³,
Wskutek chwilowego stanu wysokiej wody na Wiśle w pewnych momentach cena żwiru wiślanego podnosi się nawet powyżej notowanej ceny.

żwir z Narwi i Bugu loco wagon Warsz.-Gdańska — 9,00 zł. za 1 tonnę,

żwir z Narwi i Bugu loco wagon Warsz.-Główna — 9,25 zł. za 1 tonnę,

piasek wiślany loco wybrzeże Wisły — 1,50 zł. za m³,
piasek wiślany loco wagon Warsz.-Gdańska — 2,25 zł. za 1 tonnę,

piasek wiślany loco wagon Warsz.-Główna — 4,25 zł. za 1 tonnę,

tluczeń z granitu polnego loco wagon Warsz.-Główna — 15,00 zł. za 1 tonnę

kamień do bruków polny loco wagon Warsz.-Główna — 13,50 zł. za 1 tonnę.

RYNEK PRACY

WARSZAWA.

Rokowania z roobtnikami o zawarcie umowy zbiorowej prowadzone przez Stow. Przem. Bud. na terenie Inspektoratu Pracy toczyły się w atmosferze obopólnej chęci dojścia do zgody. Różnice powstały na podłożu określenia wydajności pracy i związanej z nią wysokości plac. Wobec tego dalsze postępowanie ma być przeniesione do Ministerstwa Opieki Społecznej.

Stanowisko Stowarzyszenia opiera się na ustalonych w uprzedniej umowie normach wydajności i na placach ogłaszanych w miesięcznych cennikach Stowarzyszenia, będących odpowiednikami realnej wartości plac nawet z okresu najwyższej konjunktury w budownictwie.

GDYNIA

W wyniku arbitrażu dyr. M. Klotta ustalone zostały nowe stawki robocizny w przemyśle budowlanym na terenie Gdyni, które obowiązywać będą wstecz od dnia 19 października 1933 r. Nowa umowa wejdzie w życie po zatwierdzeniu jej przez Ministerstwo Pracy i Opieki Społecznej.

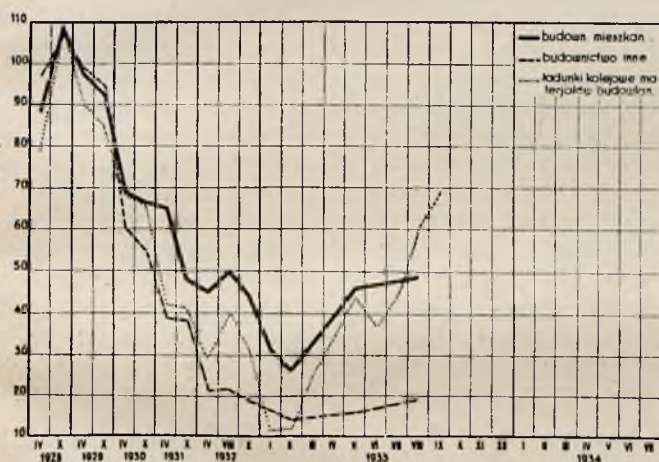
Place według nowej umowy mają wynosić:

Murarz	1,20 zł./godz.
Tragarz cegły i wapna	0,85 „
Robotnik budowlany	0,70 „
Robotnik ziemny	0,60 „
Robotnik poniż. 20 lat	0,55 „

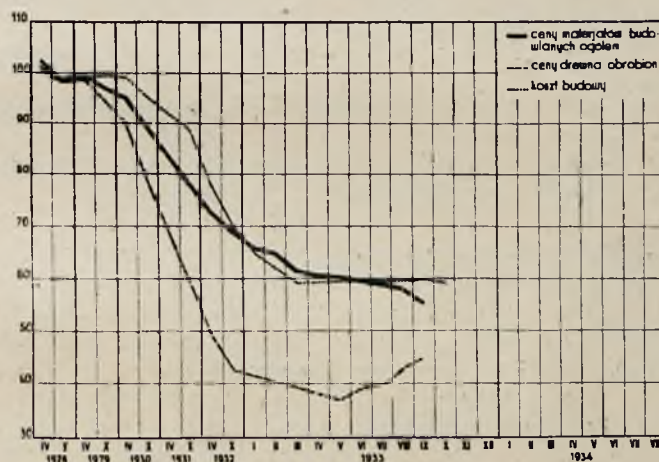
Podwyżka plac, zależnie od kategorii, wynosi od 10 do 20%.

STATYSTYKA

KONJUNKTURA BUDOWNICTWA POLSKIEGO W WYKRESACH



Wykres wskaźników ruchu budowlanego
(średnia 1928 r. = 100).



Wykres wskaźników cen materiałów bud. i kosztów budowy (średnia 1928 r. = 100).

Sytuacja na rynku budowlanym utrzymywała się w dalszym ciągu bez zmiany. Charakteryzuje tę sytuację zwiększenie zatrudnienia u producentów materiałów budowlanych w porównaniu z analogicznym stanem z roku ubiegłego.

W cegielniach ilość zatrudnionych robotników we wrześniu r. b. wynosiła 18.275 wobec 14.898 w tym samym miesiącu ub. r. Produkcja cegły za pierwszych dziewięć miesięcy r. b. wynosiła w zakładach objętych statystyką 257 milionów sztuk, co dla wszystkich cegielń odpowiada produkcji 770 milionów. W tym samym czasie zbył cegły wyniósł 486 milionów sztuk, względnie dla wszystkich cegielń szacunkowo 710 milionów. Do końca roku produkcja osiągnie we wszystkich cegielniach 1.100 milionów cegieł, wobec 890 milionów w roku ubiegłym.

W przemyśle tartacznym panowało w dalszym ciągu ożywienie szczególnie w związku z utrzymaną się stale konjunkturą eksportową. Eksport drzewa wyniósł od stycznia do września 1933 w porównaniu z rokiem 1932 jak następuje:

	Styczeń — wrzesień 1933	1932
	w t o n n a c h	
Papierówka	227.648	97.965
Kopalniaki	37.033	74.715
Kłody, kłocce i dłuż.	185.022	88.341
Bale, deski iłaty	670.395	382.119
Podkłady kolejowe	61.467	41.883
Dykty klejone	25.611	18.693

Naogół naladunek materiałów budowlanych najlepiej charakteryzuje wzrost zbytu wszystkich materiałów budowlanych. Średni dzienny naladunek materiałów budowlanych wyniósł we wrześniu: 1931 r. — 288 wagonów, 1932 r. — 237 wagonów, 1933 r. — 469 wagonów. — a średnio od stycznia do września: 1931 r. — 242 wagony, 1932 r. — 165 wagonów, 1933 r. — 238 wagonów.

Jak już niejednokrotnie zaznaczaliśmy zatrudnienie przemysłu budowlanego nie dotrzymuje kroku ogólnemu wzrostowi ruchu budowlanego. Ilość zatrudnionych robotników w przemyśle budowlanym wynosiła we wrześniu 1933 — 10637, gdy we wrześniu 1932 wynosiła — 11479.

Z ŻAŁOBNEJ KARTY

ś. P. INŻ. JAN KARBOWSKI.

Z szeregów przemysłu budowlanego przez śmierć ś. p. Jana Karbowskiego ubył jedna z wybitnych postaci, które reprezentowały godnie polską technikę i inicjatywę w okresie przedwojennym i wojennym na terenie Rosji, a z chwilą odzyskania niepodległości przez Polskę, zaofiarowały swe bogate doświadczenie na usługi odrodzonej ojczyzny, przyczyniając się tem samem do gospodarczej odbudowy kraju.

ś. p. Jan Karbowski, urodzony dnia 23 października 1870 r. w Warszawie, po odbyciu studjów, poświęcił się pracy przy budowie kolei. W latach 1899 do 1916 znajdujemy Go po kolei na rozmaitych stanowiskach przemysłowych na szerokich terenach Rosji. Można śmiało zaryzykować twierdzenie, iż niema poważniejszej i trudniejszej budowy kolei, w którejby twórczo nie współpracował. Dla zilustrowania ruchliwości i pracowitości, która była jedną z głównych cech Zmarłego wystarczy suchy przegląd etapów Jego pracy na terenie Rosji.

1899 — 1900 — budowa mostu przez Don na połudn-wsch. kolei, za co otrzymał złoty żeton.

1903 — 1904 — budowa odcinka kolei Windawo-Rybińskiej.

1905 — 1907 — przebudowa węzła kolejowego na stacji Bologoje.

1908 — 1909 — przebudowa mostów na linii Ruzjewka — Penza kolei Moskiewsko - Kazańskiej.

1910 — 1911 — budowa linii Niżni Nowogród — Tiwiriaziewio obejmująca roboty na Okskim Kosogorie (budowa ścian oporowych, sztólnie podziemne, wiadukty itp.).

1912 — budowa odnogi kolei obwodowej w Moskwie.

1913 — 1915 — budowa oranienbaumskiej kolei elektrycznej od Petersburga do Oranienbaumu.

1916 — budowa linii Orsza — Worożba (47 km).

Powróciwszy do kraju poświęca się z całym zapalem Swego wiecznie młodego temperamentu pracy dla dobra kraju. Z początku jako dyrektor Polskiego Tow. Budowlanego, a później, jako właściciel własnego przedsiębiorstwa podejmuje się najtrudniejszych robót inżynierskich i wywiązuje się z nich dzięki Swemu bogatemu zasobowi doświadczenia w sposób, który Mu zjednywa szacunek u zleceniodawców i pełne zaufanie u współpracowników. — Jako przedsiębiorca pracował na linii Kalety — Podzamcze, Śląsk — Bałtyk i Kraków — Miechów.

Bogata natura nie pozwoliła ś. p. Karbowskiemu ograniczyć się tylko do pracy przemysłowej. Bierze czynny udział w pracach organizacyjnych i społecznych, a uwa-

żając za Swój obowiązek przekazanie Swego doświadczenia następnym pokoleniom techników, opracowuje w Podręczniku do obliczania kosztów robót budowlanych całą część poświęconą robotom ziemnym i kolejowym.

W szeregach przemysłu pozostawił po Sobie wspomnienie lojalnego towarzysza pracy.

Cześć Jego pamięci!

ś. P. INŻ. JAN JEZIORAŃSKI.

W dniu 29 października r. b. nagła śmierć wyrwała z szeregów najczynniejszych działaczy gospodarczych ś. p. Jana Jeziorańskiego, długoletniego Prezesa Polskiego Związku Przemysłowców Metalowych.

Urodzony w Warszawie w 1865 r., ś. p. Jan Jeziorański ukończył w 1889 r. Instytut Technologiczny i po kilkoletniej pracy w kolejnictwie rozpoczął swą przeszło 40-letnią działalność w przemyśle metalowym. W 1894 r. założył wspólnie z późniejszym Prezydentem m. Warszawy inż. Piotrem Drzewieckim znaną firmę Drzewiecki i Jeziorański, którą kierował aż do chwili zgonu. Dzięki niezłomowanej pracy ś. p. Jana Jeziorańskiego firma ta zyskała przed wojną światową nie tylko ogromny rynek zbytu w Rosji, aż po Władywostok, gdzie powstał jej oddział, ale również poza granicami Cesarstwa Rosyjskiego. Po trudnym okresie wojennym przedsiębiorstwo to ponownie doszło dzięki wytrawnemu kierownictwu ś. p. Jana Jeziorańskiego do rozkwitu i zajęło czołowe miejsce w swej branży.

Szczegółne zasługi położył Zmarły na polu pracy społeczno-gospodarczej. Umiał on zespolić wysiłki szeregu placówek przemysłu metalowego i techną wiarę we wspólne ich poczynania. Zawsze kierował się myślą przewodnią, że tylko zorganizowana praca zbiorowa nad rozwojem przemysłu może wywołać istotny postęp i wzmoczyć siły twórcze naszego kraju.

W 1922 r. został ś. p. Jeziorański po raz pierwszy wybrany na stanowisko Prezesa Polskiego Związku Przemysłowców Metalowych. Godność tę piastował do chwili zgonu, będąc 8-krotnie powoływany na to zaszczytne stanowisko.

Pomimo niestrudzonej działalności na terenie Polskiego Związku Przemysłowców Metalowych potrafił ją pogodzić z innymi funkcjami społeczno-państwowymi, a mianowicie, jako członek Sądu Handlowego w Warszawie, jako członek Rady Centralnego Związku Przemysłu Polskiego, jako radca Izby Przemysłowo-Handlowej w Warszawie i t. d.

ś. p. Jeziorański dobrze zasłużył się życiu gospodarczemu Rzeczypospolitej.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

D. Jan Wiśniewski. **Wahania sezonowe w budownictwie.** Odbitka z Kwartalnika Statystycznego r. 1933, tom X, zes. 2—3.

Autor pracy już od kilku lat zajmuje się badaniem sezonowości w budownictwie, jako zjawiska o poważnym znaczeniu ekonomicznym. Obecna praca p. D-ra Wiśniewskiego oparta jest na bogatym i wszechstronnym materiale źródłowym, co pozwoliło autorowi na tle porównawczych studjów ze stosunków w całym szeregu krajów (Stany

Zjednoczone, Kanada, Nowa Zelandja, Niemcy, Wielka Brytania, Danja, Norwegja, Szwecja i Polska) wyprowadzić dobrze ugruntowane wnioski co do przebiegu wahań sezonowych, przyczyn ich powstawania i możliwości ich ograniczenia.

W zestawieniu międzynarodowym Polska pod względem wahań sezonowych zajmuje wybitnie niekorzystne stanowisko, gdyż skala wahań sezonowych zatrudnienia i bezrobocia w budownictwie jest w Polsce największa, a kształt krzywych wskaźników wyka-

zuje na wyjątkowo krótkotrwałe wyzyskanie aparatu gospodarczego w budownictwie.

Ciekawe są bardzo wnioski co do przyczyn tych wahań, które w małym tylko stopniu są wynikiem naturalnych przeszkód przyrodniczych, a w dużym stopniu zależne od przyczyn natury społecznej jak nastawienie przemysłu budowlanego, postępowanie zleceniodawców, warunki finansowe i ograniczenie potrzeb konsumenta do pewnych terminów, często zresztą obiektywnie nieuzasadnionych.

Wobec tego, że główne przyczyny wahań sezonowych są charakteru subiektywnego, zdaniem autora usunięcie przyczyn o charakterze społecznym lub też złagodzenie ich skutków jest w znacznej mierze kwestją propagandy.

W każdym razie autor stwierdza du-

że znaczenie gospodarcze, jakie tkwi w zagadnieniu ograniczenia wahań sezonowych i wysuwa tezę konieczności celowego działania w tym kierunku.

Wdzięczni winniśmy być autorowi, iż poświęcił tej sprawie tyle wnikliwej pracy, dając tem samem poważny pod-

kład do dalszych prac zarówno teoretycznych, jak również realizatorskich w kierunku usunięcia kolosalnego marnotrawstwa pracy i kosztów, jakie tkwi w niewłaściwym wykorzystaniu sezonu budowlanego i zupełnem zaniedbaniu t. zw. okresu martwego.

Henryk Karaśkiewicz. Kosztorysowanie robót budowlanych. (Opis pozycji kosztorysowych). Warszawa 1953. Nakładem autora, str. 188. Cena 6 zł.

Autor, zdając sobie sprawę ze szkodliwości, wynikającej z rozmaitych, często źle zredagowanych tekstów kosztorysowych, podjął się opracowania znormalizowanego

tekstu kosztorysowego na roboty budowlane. Praca obejmuje różnego rodzaju opisy pozycji kosztorysowych (około 900 pozycji, które pozwolą układającym kosztorysy zastosować właściwy tekst, a korzystającym z kosztorysów uwolnią od każdorazowego studjowania nowych tekstów.

Książka wykazuje duży wkład pracy autora.

USTAWODAWSTWO I ORZECZNICTWO SĄDOWE

Kodeks zobowiązań ogłoszony został jako rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 27 października 1953 roku Dz. U. Nr. 82, poz. 598.

Wymieniony kodeks zobowiązań jest pierwszą ogłoszoną częścią polskiego prawa cywilnego, będącego od szeregu lat w opracowaniu.

Z siedemnastu działów dla przemysłu budowlanego szczególnie jest ważny dział umowy o pracę, który wprowadza zasadnicze zmiany do obowiązującego dotychczas ustawodawstwa i dział umowy o dzieło, który kodyfikuje w sposób jednolity dla całego państwa kwestje związane z umowami na wykonanie robót.

Z tych względów bliższe zaznajomienie się z przepisami tych działów kodeksu leży w interesie przemysłowców budowlanych.

Kodeks zobowiązań, oraz przepisy wprowadzające ten kodeks wchodzi w życie dnia 1 lipca 1954 roku.

Kodeks handlowy ogłoszony został jako rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 27 października 1953 roku Dz. U. Nr. 82, poz. 600.

Nowy kodeks handlowy zastąpi dotychczas obowiązujące ustawodawstwo dzielnicowe, wprowadzając w jego miejsce jednolite przepisy prawne na cały obszar Państwa.

Kodeks handlowy składa się z dwóch ksiąg.

Księga pierwsza, traktująca o kupcu, obejmuje następujące działy: 1) pojęcie kupca, 2) rejestr handlowy, 3) firma, 4) zbycie przedsiębiorstwa, 5) rachunkowość kupiecka, 6) pełnomocnicy handlowi, 7) kupiec jednoosobowy, 8) osoba prawna, 9) spółka jawna i 10) spółka komandytowa.

W rozumieniu nowego kodeksu handlowego jest kupcem ten, kto we własnym imieniu prowadzi przedsiębiorstwo zarobkowe. W ten sposób pojęcie kupca zostało znacznie rozszerzone, a równocześnie rozszerzone również zostało zastosowanie prawa handlowego.

Księga druga poświęcona jest czynnościom handlowym i obejmuje następujące działy: 1) przepisy ogólne, 2) prawo rzeczowe, a mianowicie prawo własności, prawo zastawu i prawo zatrzymania, 3) zobowiązania, a mianowicie rachunek bieżący, sprzedaż handlową, umowę agencyjną, komis, spedycję, przewóz, oraz spółkę cichą.

Kodeks handlowy oraz przepisy wprowadzające wchodzi również w życie z dniem 1 lipca 1954 r.

Prawo o spółkach z ograniczoną odpowiedzialnością ogłoszone zostało jako rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 27 października 1953 roku. Dz. U. Nr. 82, poz. 602.

Prawo o spółkach z ogr. odp. składa się z następujących działów: 1) powstanie spółki, 2) prawa i obowiązki wspólników, 3) władze spółki, 4) rachunkowość, 5) zmiana umowy spółki, podwyższenie i obniżenie kapitału zakładowego, 6) rozwiązanie i likwidacja spółki, 7) wyłączenie spół-

nika, 8) łączenie się (fuzja) spółek, 9) przekształcenie spółek, 10) odpowiedzialność cywilna i karna, 11) przepisy końcowe i przejściowe.

Do spółek wpisanych już do rejestru stosować się będą przepisy nowego prawa tylko w nieznacznym, wyraźnie określonym zakresie, z tem jednak, że na żądanie jakiegokolwiek ze spółników umowa spółki przerehabrowana będzie w celu uzgodnienia jej z przepisami nowego prawa.

Prawo wchodzi w życie z dniem 1 stycznia 1954 roku.

10 proc. dodatek od państwowego podatku przemysłowego na rzecz funduszu interwencyjnego rolniczego.

(Dz. Ust. 84 — 29.X.53).

Rozporządzenie Prezydenta Rzplitej o poborze 10% dodatku do podatku przemysłowego jest, wynikiem uchwały Komitetu Ekonomicznego Ministrów, powziętej na posiedzeniu z dn. 14.VII.1953 r., a zalecającej opodatkowanie uboju zwierząt i obciążenie pewnych grup płatników 10 - procentowym dodatkiem do podatku gruntowego i przemysłowego na cele pokrycie kosztów akcji interwencyjnej dla podniesienia cen artykułów rolnych.

Rozporządzenie to obciąża 10 - procentowym dodatkiem tylko niektóre kategorie płatników podatku gruntowego i przemysłowego. *O ile chodzi o podatek przemysłowy — to dodatek do tego podatku pobierany będzie od przedsiębiorstw, zaliczonych do pierwszych 5 kategorii świadectw przemysłowych dla przedsiębiorstw przemysłowych.*

Rozporządzenie wprowadza pobór 10 proc. dodatku narazie tylko do podatku przemysłowego od obrotu, pobieranego w okresie od dn. 1.X.1953 r. do końca września 1954 r. Licząc się jednak z możliwością zajścia konieczności dalszego poboru tego dodatku — projektowane rozporządzenie przewiduje w art. 5 odpowiednie uprawnienie dla Rady Ministrów, na mocy którego Rada Ministrów będzie mogła drogą rozporządzenia przedłużyć pobór tego dodatku na czas, jaki sama uzna za stosowny.

Płatnicy opłacający zaliczki miesięczne winni opłacać 10 proc. dodatek począwszy od zaliczki przypadającej za miesiąc październik 1953.

W praktyce zatem wysokość opłacanego podatku przemysłowego wynosić będzie w przemyśle budowlanym w sposób następujący:

dla obrotów w budownictwie mieszkaniowym (tylko dla prowadzących książki handlowe)

$$1\% + 0.1\% + 0.1\% + 0.25\% = 1.45\%$$

dla innych obrotów do 31.XII.1953 — $2\% + 0.2\% + 0.2\% + 0.5\% = 2.9\%$

dla innych obrotów od 1.I.1954 — $1.75\% + 0.35\% + 0.4375\% = 2.5375\%$

Z REJESTRU FIRM

A XXXIX 328: „Biuro Robót Inżynierskich Inżynier Stanisław Zakrzewski” w Warszawie, Morszyńska 3. Roboty instalacyjne, centralnego ogrzewania, wodociągowo-kanalizacyjne i remontowo-budowlane. Istnieje od 1935 r. Właściciel inżynier Stanisław Zakrzewski z Warszawy.

A XXXIX 107: „Przedsiębiorstwo Budowlane Tadeusz Trojanowski i S-ka. Inżynierowie” w Warszawie, Mianowskiego 18. Roboty budowlane, instalacje wodociągowo-kanalizacyjne, elektryczne i ogrzewania centralnego. Wspólnicy: Tadeusz Trojanowski, Stanisław Górski, obaj z Warszawy. Spółka firmowa rozpoczęła czynności dnia 5 stycznia 1935 r.

B LIX 8657: „Przedsiębiorstwo Inżyniersko-Budowlane J. Strachalski i Ska, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Warszawa, Mokotowska 49 m. 2. Kapitał zakładowy zł. 3.000. Zarządca Józef Strachalski z Milanówka. Spółka zawarta dnia 20 maja 1932 r. na czas nieograniczony.

A XXXIX 161: „Inż. Stanisław Czerwonko” w Warszawie, Filtrowa 59. Przedsiębiorstwo budowlane. Istnieje od 1932 r. Właściciel inż. Stanisław Czerwonko z Warszawy.

B. LIX 8520: „Przedsiębiorstwo Budowlane Arch. Bud. A. Droszcz, J. Wójcik, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Warszawa, Wspólna 40. Kapitał zakładowy zł. 4.500. Zarządcami są: Antoni Droszcz, Józef Wójcicki i Edward Tarczyński wszyscy z Warszawy. Spółka zawarta dnia 14 stycznia 1935 r. na czas nieograniczony.

B LIX 8521: „Przedsiębiorstwo Budowlane Rostkowski Franciszek Inżynier i S-ka. Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Warszawa, Żoliborz, pl. Lelewela 18. Kapitał zakładowy zł. 3.000. Zarządca inżynier Franciszek Rostkowski. Spółka zawarta dnia 12 stycznia 1935 r. na czas nieograniczony.

A XXXIX 196: „Biuro Inżyniersko-Budowlane Chyrosz, Czerwiński Inżynierowie” w Warszawie, Złota 38. Wspólnicy: Wacław Chyrosz, Mieczysław Ryszard Czerwiński, obaj z Warszawy. Spółka firmowa rozpoczęła czynności dnia 15 stycznia 1935 r.

B LIX 8542: „Przedsiębiorstwo Techniczno-Handlowe „Budowa i Dostawa” Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Warszawa, Królewska 29a. Celem spółki jest zakup i sprzedaż artykułów technicznych na rachunek własny i cudzy, przedstawicielstwa innych firm oraz prowadzenie robót w zakresie techniki wchodzących. Kapitał zakładowy zł. 2.000. Zarządcami są: Henryk Stodolski, Leon Stodolski, obaj z Warszawy. Spółka zawarta 21 października 1932 r. na czas nieograniczony.

A XXXIX 172: „Fabryka Płyt Budowlanych „Mastewal”. Inż. Jerzy Jachimowicz” w Grodzisku-Mazowieckim. Istnieje od 1933 r. Właściciel Jerzy Jachimowicz z Warszawy.

B LXI 8814: „Tektonika, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Siedziba spółki w Warszawie, ul. Piusa XI nr. 22 m. 7. Celem spółki jest prowadzenie wytwórnictwa materiałów budowlanych oraz budowa domów. Kapitał zakładowy zł. 2.000. Zarządca Aleksander Jan Rodziewicz z Warszawy. Spółka zawarta dn. 17 maja 1935 r. za nr. 508, na czas nieokreślony.

A XL 250: „Przedsiębiorstwo Inżyniersko-Budowlane Inż. Rajnold Karst” w Warszawie, Madalińskiego 42 m. 74. Istnieje od 1933 r. Właściciel Rajnold Juljusz Karst z Warszawy.

B LXI 8803: „Inżynier Jerzy Rolecki, Przedsiębiorstwo Budowy, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Siedziba spółki w Warszawie, Al. Szucha 16. Celem spółki jest prowadzenie przedsiębiorstwa budowy w zakresie wszelkich robót budowlanych. Kapitał zakładowy zł. 10.000. Zarządcami są: Salim Freund, inżynier Jerzy Rolecki, obaj z Warszawy. Wszelkie zobowiązania spółki podpisują dwaj zarządcy łącznie, albo dwaj prokurenci łącznie, albo zarządca Jerzy Rolecki z prokurentem Arturem Rothem, albo zarządca Salim Freund z prokurentem Ignacym Kwastlem. Spółka zawarta na mocy aktu, zeznanego przed notariuszem Wisłockim w Krakowie dn. 12 maja 1935 r. za nr. 47952, na czas nieograniczony.

B LXI 8795: „Biuro Techniczno-Budowlane Inż. Arch. W. Goldberg i S. Matłowski, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Siedziba spółki w Warszawie, Al. 5-go Maja 5. Celem spółki jest prowadzenie robót i dostaw budowlanych, remontowych, technicznych, inżynierskich, instalacyjnych, na rachunek własny i na zlecenie, sprawdzanie planów, kosztorysów, rachunków i umów, nadzór nad budowami, dokonywanie i sprawdzanie szacunków i pomiarów obiektów i materiałów, obliczeń opinjowanie w zastosowaniu materiałów zastępczych, ekspertyzy i t. p. Kapitał zakładowy zł. 5.000. Zarządcami są: Wilhelm Goldberg, Stanisław Matłowski, obaj z Warszawy. Spółka zawarta w Warszawie, dn. 22 listopada 1932 r. na czas nieograniczony.

B IV 592 (B XXXVIII 5725): „Warszawskie Przedsiębiorstwo Budowlane, Spółka Akcyjna”. Zarząd obecnie stanowią: inż. Józef Szerman, inż. Zygmunt Gadowski, arch. Władysław Polkowski, Czesław Lubecki, wszyscy z Warszawy. Wpisano na mocy uchwały walnego zgromadzenia akcjonariuszów z dnia 27 maja 1935 r.

B LXI 8849: „Towarzystwo Robót Inżyniersko-Budowlanych Juljan Zieliński, B-cia Krajewscy i Ska, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Siedziba spółki w Warszawie, Marjensztadt 6 m. 6. Celem spółki jest prowadzenie robót inżyniersko-budowlanych, oraz sprzedaż materiałów budowlanych. Kapitał zakładowy zł. 10 000 podzielony na 100 udziałów. Na poczt kapitału zakładowego wpłacono gotowizną zł. 2 500, na zł. 2 500 oszacowano wkład rzeczowy, pozostałe zaś 5 000 winny być wpłacone do dnia 15 sierpnia 1935 r. Zarządcami są: Juljan Zieliński, Edmund Krajewski, obaj z Warszawy, Henryk Krajewski z Piaseczna pod Warszawą.

Wciągnięto w dn. 13 czerwca 1933 r.

B LXII 8854: „Towarzystwo Inżyniersko-Budowlane Inżynier Czesław Pukiński i Spółka, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Siedziba spółki w Warszawie, Leszno 77. Celem spółki jest prowadzenie robót inżyniersko-budowlanych. Kapitał zakładowy zł. 10 000 podzielony na 100 udziałów, całkowicie gotowizną wpłacony. Zarządcami są: inż. Czesław Pukiński, Majer Rezyka, Natan vel Nusko Kaplan, wszyscy z Warszawy.

Wciągnięto w dn. 14 czerwca 1933 r.

A XL 327: „Biuro Inżyniersko-Budowlane inż. M. Kasperowicz i J. Pieńkowski w Warszawie, Wawelska 46. Wspólnicy: inż. Michał Kasperowicz, Józef Pieńkowski, obaj z Warszawy. Spółka firmowa rozpoczęła czynności dnia 6 czerwca 1935 r.

A XL 384: „Władysław Przeclawski” w Warszawie, Poznańska 5. Przedsiębiorstwo kamieniarskie. Istnieje od 1933 r. Właściciel Władysław Przeclawski z Warszawy.