

### Od Redakcji.

Obecny numer „Czasopisma Technicznego“, który oddajemy do rąk czytelników, łączy się ideowo i tematycznie z rozpoczynającym się w dniu 15 lutego br. II. Zjazdem Polskich Inżynierów Budowlanych w Katowicach, poświęconym konstrukcjom inżynierskim. Korzystając przeto z tego święta poważnego odłamu polskiego świata technicznego, pragniemy poświęcić parę słów bratniemu zrzeczeniu i inicjatorowi tego Zjazdu, mianowicie Polskiemu Związkowi Inżynierów Budowlanych.

Podział zawodowych zrzeczeń technicznych jest dwojaki; jedne z nich, do których należy Polskie Towarzystwo Politechniczne we Lwowie, obejmują całokształt świata inżynierskiego, a głównym terenem ich zainteresowań jest konsolidacja i ochrona, pojęta w jaknajszerszych granicach, całości stanu inżynierskiego; drugie ścieśniają swój zakres działania tylko do pewnej, specjalnej gałęzi techniki i jednostek tę gałąź reprezentujących, starając się wytworzyć środowisko pracy zawodowej w granicach wprawdzie nieco węższych, jednakże o silniejszym tematycznym pogłębieniu bieżących i dane grono inżynierów interesujących zagadnień. Do tego typu należy Polski Związek Inżynierów Budowlanych, jednoczący w sobie odłamy inżynierów budowy.

Potrzeba tego rodzaju zrzeczenia była w Polsce odczuwana już od dawna; konieczność zajęcia się szczegółową regulacją spraw i zagadnień zawodowych stała się szczególnie piekącą w tym momencie, gdy Państwo przystąpiło do wydawania szeregu ustaw i rozporządzeń odnoszących się do uprawnień poszczególnych gałęzi zawodowych, albowiem okazało się, że niektóre postanowienia nowego ustawodawstwa rozwiązane zostały nietylko ku szkodzie zawodu inżyniera budowy, ale co ważniejsze ze stratą interesu społecznego.

I. Zjazd Inżynierów Budowlanych zwołany w Warszawie w maju 1934 r. z inicjatywy kilku ruchliwych jednostek, wykazał niezbicie potrzebę i korzyści konsolidacji Związku, który rozpoczął swoją działalność, już na podstawie prawomocnego statutu w grudniu 1934 r.

Żywotność każdego zrzeczenia oceniamy sumą prac zainicjowanych w pewnym okresie czasu. Okres istnienia Związku jest stosunkowo niedługi, od chwili bowiem jego faktycznego powstania dzieli nas stosunkowo niewielki odstęp 14 miesięcy. Wystarczył on jednakże Związkowi do zajęcia się całym szeregiem problemów o pierwszorzędnej doniosłości dla świata inżynierów bu-

dowy. Dla przykładu wymienimy parę dorywczo schwytych momentów, które zilustrują dotychczasową działalność Związku. A więc stworzenie Komisji dla badań kamieni budowlanych, dla badań środków przeciwogniwnych, zajęcie się sprawą ustalenia badań środków izolacyjnych, poruszenie sprawy zwalczania hałasu w zakresie konstrukcyj budowlanych, dalej stworzenie komisji przeciwpożarowej, komisji taryfowej, regulującej ważną sprawę norm wynagrodzeń inżynierskich w najrozmaitszych dziedzinach prac zawodowych, intensywne zajęcie się sprawą uprawnień inżynierskich, które wysunęło się na pierwszy plan działalności Związku, wreszcie poruszenie niezmiernie ważnej sprawy wykonywania rzemiosł budowlanych, dają nam w silnym perspektywicznym skrócie obraz szerokiej skali zainteresowań Związku i jego działalności. Zapewne, że szereg prac i zamierzeń jest jeszcze w toku i nie można się poszczycić ich definitywnym załatwieniem, na przeszkodzie temu jednakże stoi poruszony już powyżej krótki okres działalności.

Dodać jednakże musimy, że równocześnie w tym czasie zainicjowano Zjazd Delegatów Laboratorów Budowlanych, który odbył się w dn. 11—12 marca 1935 i wydał bogaty i cenny w rezultaty plon, co również musi być policzone na wybitnie dodatnie konto Związku. Jeżeli nadto zwrócimy uwagę, iż wszystkie te prace rozpoczęte zostały w okresie niezmiernie trudnym pod względem materialnym, w okresie szalejącego na wszystkich polach pracy gospodarczej kryzysu, uwypukli nam się tym dobitniej ten ogrom wysiłków, które trzeba było wykonać wprawdzie niewątpliwie ku pożytkowi społecznemu, ale często z uszczerbkiem dla osobistych interesów ofiarnych pracowników Związku.

W ostatnich czasach rozpoczęła się akcja nad stworzeniem w poszczególnych centrach życia technicznego Oddziałów Związku, któreby przejąc mogły część prac na siebie i stworzyły sieć placówek zainteresowanych w rozwoju inżynierji budowlanej. W ten sposób powstały Oddziały w Krakowie, Poznaniu i Katowicach. Obecnie podzielić się możemy z ogółem inżynierów budowlanych miłą wiadomością, że powstał również Oddział Związku we Lwowie, który zorganizowany został w ramach P. T. P. jako Sekcja tego towarzystwa.

Z okazji Zjazdu przesyłamy młodemu i żywotnemu Zrzeczeniu życzenia najowocniejszych rezultatów dotychczasowej pracy i jak najsilniejszego rozwoju w przyszłości.

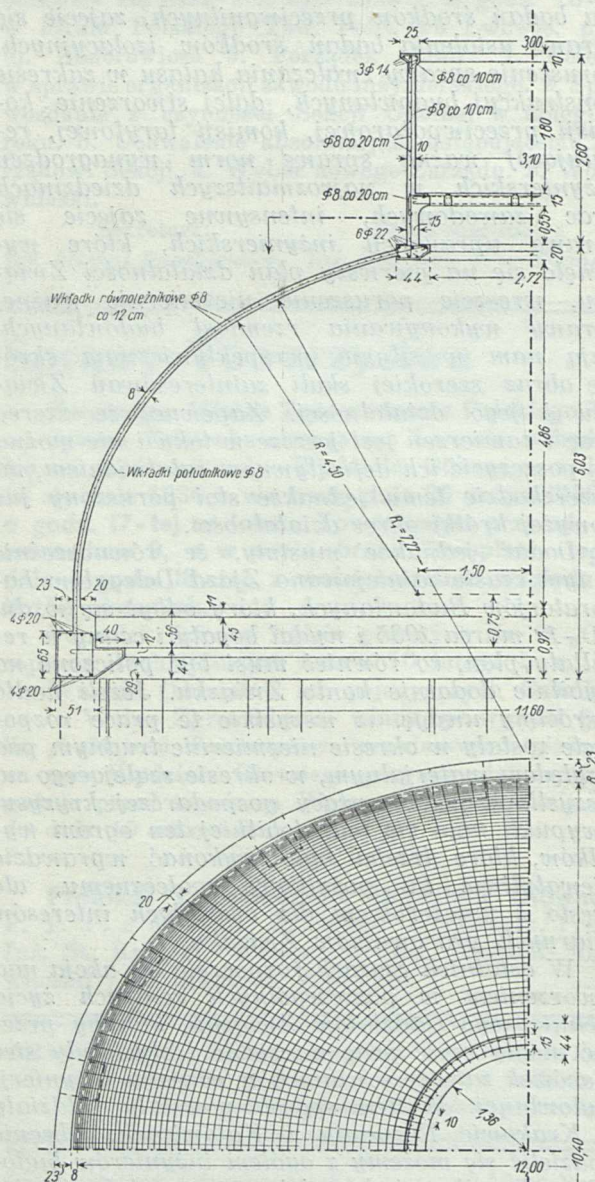


Prof. A. KURYŁŁO

## Niektóre konstrukcje żelbetowe gmachu kurji biskupiej w Katowicach.

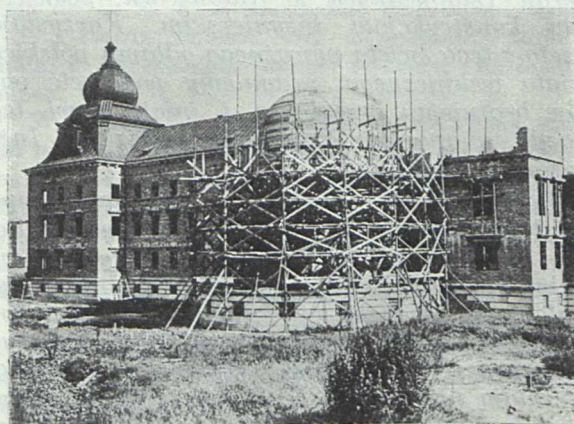
Na zlecenie Kierownictwa Budowy katedry i gmachu Kurji Biskupiej w Katowicach opracował autor niniejszego szkicu obliczenie statyczne i plany wykonawcze konstrukcji żelbetowych gmachu Kurji od poziomu podłogi parteru w górę. Poza szeregiem stropów skrzynkowych i konstrukcjami drobnymi na uwagę zasługują ustroje części środkowej budynku i stro-

Kopuła o rzucie poziomym eliptycznym (ryc. 1) stanowi górne zamknięcie kaplicy. Światło doprowadzone jest oknami bocznymi i świetlnią latarni. Stromość kopuły wymagała przy wykonaniu deskowania podwójnego. Obciążenie kopuły, poza pokryciem i ciężarem własnym, stanowiły wypukłości wewnętrzne, wykonane dla celów architektonicznych. W ryc. 3



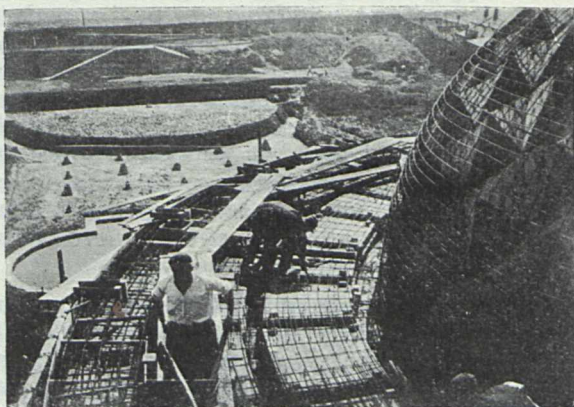
Ryc. 1.  
Ustrój kopuły.

py sal reprezentacyjnych. Część środkowa obejmuje obszerny westybul i kaplicę. Charakterystyczne stropy posiadają: sala audjencyjna, salon, pracownia i biblioteka. Ustroje, opisane niżej, wykonała w r. 1933 „Katowicka Spółka Budowlana. Z ramienia Kurji kierował robotami Inż. J. Scipio del Campo.



Ryc. 2.  
Ogólny widok części budynku w okresie wykonywania kopuły. Architekt Z. Gawlik.

widac charakterystyczny kształt deskowania wewnętrznego. Przyjęto praktycznie minimalną grubość kopuły, a odstępy wkładek nie przekra-

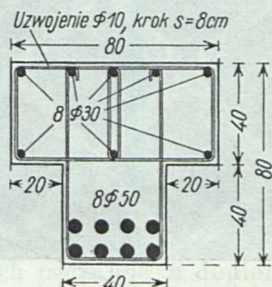


Ryc. 3.  
Widok częściowy szkieletu wkładek kopuły i przyległego stropu.

cząją jej półtorakrotnej grubości. Wymiary gzymsów ustalono zarysem architektonicznym. Wzmocnienie pierścienia nasadowego wkładkami otrzymano z obliczenia pierścienia na obciążenie pionowe, jako belki ciągłej, spoczywającej na dwunastu słupach, przyczem rozpiętości są różne.



Pewną trudność przedstawiało nakrycie westybulu. Zarys architektoniczny konstrukcji stropowej o skomplikowanym układzie sklepiennym uniemożliwiał wytworzenie naturalnej konstrukcji dźwigającej, zwłaszcza spowodu braku silnych podpór bocznych. Z konieczności zatem charakter sklepienia wydobyto przy pomocy żelbetowej płyty 8 cm grubości, zawieszanej na właściwej konstrukcji dźwigającej. Rzut poziomy westybulu jest prostokątem o wymiarach



Ryc. 4.

Przekrój belki uzwojonej nad westybulum o rozpiętości  $l = 17,30 \text{ m}$ .

okrągło  $17 \times 12 \text{ m}$ . Wykształcenie konstrukcji dźwigającej o rozpiętości mniejszej, co w większości przypadków się stosuje, nie było tu wskazane. Przedewszystkiem dlatego, że kontur architektoniczny uniemożliwiał poprawne wykształcenie ustroju ramowego o rozpiętości  $12 \text{ m}$ . Słupy wewnętrzne, o wymiarach ustalonych wymogami architektonicznymi, byłyby za słabe na słupy ram, a drugi szereg słupów usta-



Ryc. 5.

Wykonanie belek zwojonych nad westybulum.

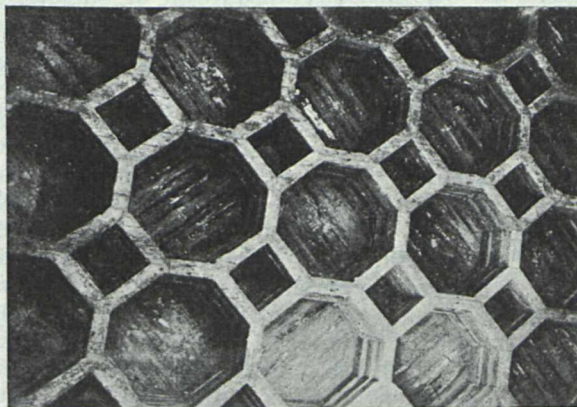
udało się obniżyć ciśnienie do  $44 \text{ kg/cm}^2$ . Belki teowe zaprojektowano jako swobodnie oparte na konstrukcji szkieletowej ścian bocznych, przy czym punkty podparcia wpadały na słupy. W miejscach podparcia zaprojektowano półprze-guby. Na wniosek firmy wykonywującej, zastosowano na jednej z podpór wszystkich belek wahacze żelbetowe  $1 \text{ m}$  wysokości. Aby zabezpieczyć się przed najdrobniejszymi nawet rysami płyty sklepiennej przy ugięciu belek, przerwano tę



Ryc. 6.

Układanie desekowania stropu salonu.

płyte (na wniosek kierownika budowy Inż. J. Scipio del Campo) w stosownych miejscach, wytwarzając częściowo wsporniki, oparte na mu-



Ryc. 7.

Fragment stropu salonu po zdjęciu desekowania.

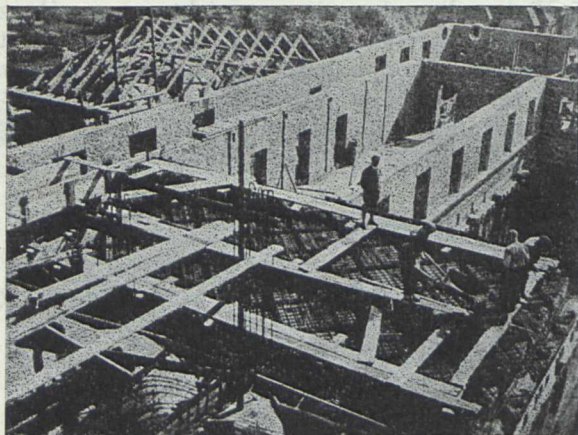
wiony nazewnątrz przewidziany był w postaci słupów kamiennych. Pozatem nie było wskazane wiązanie ciężkiej z natury konstrukcji westybulu z konstrukcją kopuły, względnie jej podporami. Z takiego rozważania wynikło przyjęcie konstrukcji dźwigającej w postaci trzech luźnych belek teowych, stężonych dwiema poprzecznkami. Rozpiętości belek teowych wynoszą  $17,30 \text{ m}$ , odstępów osiowe  $3,00 \text{ m}$ . Przekrój belki teowej podaje ryc. 4. Przy przyjętych wymiarach przekroju otrzymano ciśnienie betonu  $\sigma_b = 114 \text{ kg/cm}^2$ . Przez zastosowanie uzwojenia

rac lub słupach ścian bocznych, o ustroju szkieletowym. Po ułożeniu szkieletu wkładek w deskowaniu belek (ryc. 5) i poprzecznie, zabetonowano je. Po kilku tygodniach wykonano płytę sklepienną i pomocnicze belki na górnej powierzchni płyty, a nakoniec wybetonowano słupki wiszące, zapomo-cą których płyta sklepienna zawieszona została na belkach teowych. Konstrukcja dachowa nie opiera się na stropie.

Wspomnieć jeszcze można o stropach kasetowych salonu (ryc. 6 i 7) i sali audjencyjnej (ryc. 8 i 9). Rzuty poziome obu stropów są pro-



stokątami o wymiarach  $12,31 \times 6,50 m$ . Układ belek niosących dostosowany został do wymagań architektonicznych w ten sposób, aby wytworzyć



Ryc. 8.  
Betonowanie stropu sali audyencyjnej.

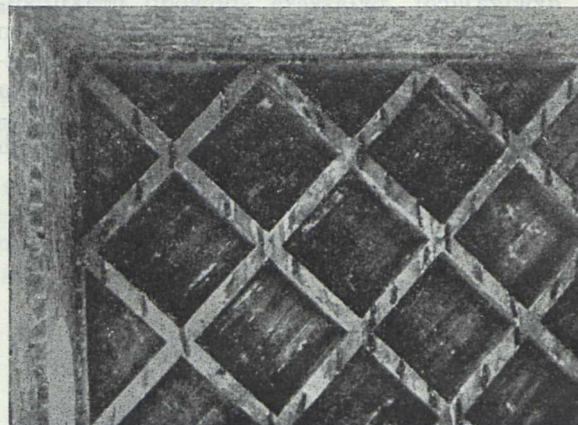
belki widoczne, któreby nie były maskowaniem konstrukcji nośnej. Belki stropowe sali audyencyjnej przebiegają ukośnie względem ścian.

Inż. WOJCIECH POGÁNY

## Uwagi o skurczu i pęcznieniu betonu.

W sprawie naprężeń dodatkowych, powstających w betonie skutkiem skurczu, względnie pęcznienia, zdania były oddawna podzielone. Jedni autorzy, jak Dr. Koenen (*Schwindwirkungen in Beton u. Eisenbetonkörpern, Beton u. Eisen* 1924/1) utrzymują, że naprężenia skurczowe mają małe znaczenie i nie muszą być koniecznie uwzględniane w obliczeniach statycznych, szczególnie jeśli są przeciwnego znaku w stosunku do naprężeń statycznych. Inni, jak B. E. Probst (*Vorlesungen über Eisenbet.* 1917/I) są zdania, że w konstrukcjach żelbetowych, zwłaszcza hyperstatycznych, uwzględnianie naprężeń skurczowych jest szczególnie ważne. Podkreśla to również Perkuhn (*Zeitschr. f. Bauwesen* 16/09, *Rissbildung bei ausgeführten Eisenbetonbrücken in Eisenbahndirektion Kattowitz - Breslau*), stwierdzając, że naprężenia skurczowe w budowlach jeszcze nie obciążonych sprawiają poważne szkody. Considère (*Experim. Unters. über Zement-Eisenkonstr.*) stwierdza, że skurcz zaprawy cementowej w suchym powietrzu jest takiż, jak pęcznienie jej pod wodą. Emerson i Bach prostują wprawdzie to twierdzenie, określając skurcz na powietrzu jako znacznie większy, jednak doświadczenie Considère'a są w tym względzie przełomowe i zgadzają się z najnowszymi badaniami, które okazują, że ani skurcz nie maleje stale, ani pęcznienie stale nie wzrasta. Obfite wyniki dały badania francuskiej komisji rządowej (*Expériences, rapports et propositions. Instructions ministerielles relatives à l'emploi du béton armé*) oraz badania Schülego (1909) i Bacha (1912). —

Belki stropowe salonu tworzą w naturalny sposób kasety, ustalone założeniem architektonicznym. Pewne trudności przy ustawianiu deskowa-



Ryc. 9.  
Narożnik stropu sali audyencyjnej po zdjęciu deskowania.

nia, układaniu wkładek i wiązaniu strzemion, zwłaszcza w zadomach belek, opłacały się dla uzyskania gotowego podkładu pod wyprawę.

Schüle stwierdza, że największe zmiany występują w pierwszych latach. Bach znajduje skrócenia: po 28 dniach —  $0,004 mm$ , po 3-ich miesiącach —  $0,015 mm$ , po roku —  $0,200 mm$ , po upływie 2 lat nie znajduje prawie żadnego skurczu, po 4 latach znowu skurcz  $0,025 mm/m$ .

Pęcznienie w wodzie dało po 20 dniach  $0,007 mm$ , po 3 miesiącach  $0,100 mm$ , po roku  $0,042 mm$ , po 2 latach  $0,050 mm$ , po 4 latach  $0,07 mm$  na  $mb$ .

Krzywa pęcznienia nie ma więc również stałej tendencji i wzrastania; maximum wypada po 3-ich miesiącach, a wszystkie wymienione wyżej badania nie wskazują jakiegokolwiek regularności przebiegu tych zjawisk. Wpływ stosunku mieszanki na skurcz i pęcznienie był dosyć szczegółowo badany, przyczem znaleziono, że wielkość skurczu jest większa w betonie tłustym niż chudym. W betonie uzbrojonym wkładki zmniejszają wielkość skurczu, względnie wydłużenia. Naprężenia początkowe, wywołane przez skurcz, są tem większe, im większy jest procent uzbrojenia, a szczególnie przy niesymetrycznym uzbrojeniu okazują się niebezpieczne (*Handb. f. Eisenbetonbau, t. I, str. 228, J. K. Völker: Theorie des Eisenbetonbalkens*).

Matematycznie opracowuje naprężenie skurczowe poraz pierwszy Saliger (*Der Eisenbeton, 1920*) w sposób systematyczny. Zestawia on dla różnego stosunku procentowego uzbrojenia belek żelbetowych, a także i dla belek nieuzbrojonych, wydłużenia względnie skurcze i wywołane przez nie naprężenia w betonie i żelazie. Przyjął on na podstawie rozległych badań wiel-



kość skurczu 0,3 mm na 1 mb. Na tej zasadzie obliczył przy  $E = 2,100.000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $n = 10$ , naprężenia rozciągające i ściskające w betonie, oraz ściskające w żelazie, w belkach uzbrojonych jednostronnie oraz obustronnie, symetrycznie i niesymetrycznie. Porównuje on naprężenie skurczowe z naprężeniami termicznymi i podaje dla różnych procentów uzbrojenia zastępcze wartości naprężeń skurczowych względnie równomierne naprężenia termiczne. W ten sposób sprowadza oba rodzaje naprężeń do wspólnego mianownika, przyjmując przy tem milcząco, że naprężenia skurczowe są: 1) nieprzerwane, 2) są funkcją liniową czasu (jednak w przybliżeniu stałe w krótkim okresie czasu przy danym uzbrojeniu), 3) przy zmiennym uzbrojeniu odwrotnie proporcjonalnie do procentu uzbrojenia. Przytem stwierdził Saliger, że objawy skurczowe nie są funkcją stałe rosnącą, względnie malejącą, i że beton, twardniejąc na powietrzu, w pierwszych 5 dniach pęcznieje, a dopiero potem zaczyna się kurczyć, zatem tabele Saligera mają znaczenie dopiero po okresie 5-dniowym. Dalej wynika z tych zestawień, że naprężenia skurczowe i wydłużenia betonu, przy tem samym uzbrojeniu sumarycznym, są znacznie większe dla uzbrojeń jednostronnych, niż dwustronnych. Również w matematycznym wywodzie Saligera naprężenia skurczowe są tem większe, im mniejszy jest współczynnik  $n$  i im mniejsza jest wartość odkształcenia.

Dalsze próby matematycznego traktowania zawiera obszerna a zawiła praca inż. Herzki (Schwindspannungen von Trägern aus Eisenbeton, Wien), która z punktu widzenia ścisłej teorii sprężystości ma małe znaczenie. Jednak interesujący jest fakt, że otrzymuje on dla naprężeń krawędziowych funkcję rzeczywistą, która również dobrze może być ściskaniem jak i rozciąganiem, względnie zerem, zależnie od tego, czy licznik wyrażenia jest większy, mniejszy, czy równy zeru. Te rozważania mają wartość dużą, okazują bowiem, że naprężenia skurczowe nie są ograniczone znakiem i mogą być zarówno dodatnie, jak i ujemne.

Bardzo obszerny materiał doświadczalny zawiera praca prof. inż. Kirscha (Versuche über das Schwinden von Beton. Mitt. über Vers. ausgef. vom Eisenbeton-Ausschuss d. öst. Ing. u. Arch.-Vereines). Według Kirscha współczynnik skurczu wynosi  $\beta = \frac{0,0002}{100} \alpha = 2 \alpha \cdot 10^{-6}$ . Twierdzi on, sposób wykonania cementu nie wpływa na skurcz. Miałkość cementu i wzrastająca zawartość wody powiększają skurcz. Pod wodą skurcz jest minimalny. Beton tłusty kurczy się więcej, niż chudy. Przy jednostronnym uzbrojeniu i zwiększającym się przekroju uzbrojenia, zwiększa się wywołana skurczem krzywizna. Naprężenia skurczowe, obliczone według formuł Saligera i Herzki, okazują w mieszaninach chudych 100% odchylenia od wartości obserwowanych. Badania porównawcze mieszaniny tłustej (40 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> betonu) i mieszaniny chudej z tego samego cementu okazały po 3 miesiącach w mieszaninie tłustej, naprężenia skurczowe ściskające 34 kg/cm<sup>2</sup> a rozciągające

40 kg/cm<sup>2</sup>, w mieszaninie chudej ściskanie 6 kg/cm<sup>2</sup>, rozciąganie 5 kg/cm<sup>2</sup>. Wszystkie wymienione badania i zbudowane na nich wywody matematyczne są pełne sprzeczności. Ponieważ jednak matematyczne traktowanie naprężeń skurczowych jest ogromnie ważne dla konstrukcyj hyperstatycznych i teorii sklepień, wielu badaczy poczyniło w ostatnich czasach gruntowne badania w tym przedmiocie, których wyniki chciałbym krótko ująć w następujących punktach:

1. Jak dalece zależy skurcz od:

a) gatunku cementu, b) ilości cementu, c) kruszywa, d) wody w zaczynie, e) temperatury zewnętrznej, względnie wewnętrznej.

2. Czy matematyczne traktowanie naprężeń skurczowych jest możliwe (badania własne).

3. Próba wyjaśnienia istoty naprężeń skurczowych w świetle nowych badań fizykalnych.

Do punktu 1 a) Dr. Walter Dickert Hoff (Tonindustrie Ztg. 1933, Nr. 57, str. 661) twierdzi, że cementy wykonane z ostrokancaistego klinkieru z pieców obrotowych mają mniejszy skurcz, niż cementy z pieców szybowych. Poza tem nie udało się dotąd wpłynąć na wielkość skurczu w betonie, mimo zmian warunków wyrobu cementu.

Do punktu 1 b) Wartościowe dane co do wpływu ilości cementu zawdzięczamy badaniom Dr. Inż. H. Kaisera (Anfangsspannungen in Eisenbetonbau, Beton u. Eisen 1933, zesz. 7 i 8), które wskazują, że objawy skurczowe są znacznie, prawie dwukrotnie większe w zaprawie, niż w betonie. Im bardziej chuda jest mieszanina, tem mniejsze jest naprężenie początkowe, a wogóle te naprężenia początkowe są znacznie większe, niż to wskazywały dawniejsze badania. Kaiser otrzymał średnio jako naprężenia początkowe w belecce betonu 14,2, żelaza 1596 kg/cm<sup>2</sup>; w belecce z betonu: rozciąganie betonu 7,1, żelaza 860 kg/cm<sup>2</sup>.

Badania Herzki wykazują nawet w poszczególnych belkach niejednostajny skład mieszaniny, mianowicie w górnych warstwach belek mniejszą ilość cementu niż w dolnych. Pochodzi to stąd, że woda zaczynu, ściekając w dół, zabiera ze sobą cement. Dlatego według Herzki, a także badań austriackich, dla zwykłej belki nie można ustalić jednolitej miary skurczu, który zależy, jak już wspomniano wyżej, od stosunku mieszaniny. Gary stwierdza również, że mieszaniny tłuste dają większy skurcz, a w mieszaninach chudych maximum skurczu występuje po 3 miesiącach. Najmniejszy skurcz występuje w całkiem chudych mieszaninach, gdzie pory nie są wypełnione cementem. Zaprawy zawierające cement słabo palony kurczą się jeszcze po 6 i więcej miesiącach. Przeciętny skurcz w mieszaninach chudych wynosi w przeciągu do 6 miesięcy około 0,5 mm na 1 m, w mieszaninach tłustych około 0,9 mm na 1 m. (Prof. M. Rudeloff: Erfahrungen über die Herstellung von Eisenbetonsäulen. Längenveränderungen der Eiseneinlagen in erhärtendem Beton).

Dr. A. Graff (Ueber das Schwinden und Quellen, sowie über die Dehnungsfähigkeit von



Beton u. verschiedenen Zuschlagstoffen, *Beton Eisen* 1933, zes. 7—8) znalazł najmniejsze skrócenie 0,35 mm na 1 m w betonie z wapienia muszlowego. Dalej otrzymał pęcznienie betonu, zawierającego tłuźczeń z wapienia muszlowego, aż do 90 dni, zaś w betonie z żuzłem wielkopieczowym do 8 dni, podczas gdy betony z innym kruszywem, jak bazalt, granit, tłuźczeń pumeksyny, nie okazały żadnego początkowego pęcznienia. Wynika stąd, że skurcz betonu zależy w dużej mierze od rodzaju kruszywa.

Co do wpływu ilości wody, użytej do zaczynu, na skurcz betonu, utrzymuje Kleinlogel (Einflüsse auf Beton. Berlin 1925), że betony o dużej zawartości wody okazują początkowo mały skurcz, później dorównują betonom o mniejszej ilości wody, a po dłuższym czasie dają skurcz nawet większy niż betony o mniejszym dodatku wody. Gary przypuszcza, że zaprawa cementowa twardniejąc wydała nadmiar wody i kurczy się. Jeśli to zmniejszanie objętości postępuje powoli, zatem nie dopuszcza się do zbyt szybkiego wysychania, to cząsteczki zaprawy mają dość czasu, aby odpowiednio się ułożyć, natomiast przy szybkim wysychaniu występują zazwyczaj pęknięcia, jako skutek powstających wewnątrz naprężeń. Wpływ temperatury powietrza, względnie temperatury wewnętrznej, rosnącej dzięki egzotermicznemu procesowi wiązania cementu na objawy skurczowe rozważa W. H. Raabe (Neuere Untersuchungen in U. S. A. über Volumenänderung des Betons in Staumauern unter dem Einfluss von Temperatur, Abbindewärme und Schwinden, *Zement* 1932, zes. 21). Cementy bogate w żelazo i glin dają, według A. H. White'a, najmniejsze zmiany objętości. — Skurcz szybko twardniejących cementów jest o 25% większy niż normalnych, które rozwijają mniej ciepła podczas wiązania. Prof. Dr. Vogt (Bogensperren, Weltkraftkonferenz, Berlin 1930) pisze, że w niektórych betonach w czasie nakładania mieszaniny temperatura podwyższa się o 20—30° C. Duża część ciepła wiązania uchodzi z grubych murów spiętrzających dopiero po latach, powodując pęknięcia.

Obserwowane skurcze w przegrodach dolin:  
0,001%, względnie 0,003% Arrowhead — tama w galerji dla zwiedzających;

0,001%, względnie 0,002% w szeregu innych przegród;

0,003% jako max. w tamie pod Pardec.

Bardzo starannie pomiary wykonało Bureau of Reclamation na przegrodzie Owyhee. Blok próbny mierzył ok. 30 m długo., 25 m wys. i 10 m przeciętnej grubości. Średni spadek temperatury dla dolnej fugi wynosił 16,7° C, średni skurcz 0,003% (*Zement* 1932, zes. 22). Środki dla zmniejszenia temperatury wiązania są:

a) zastosowanie cementów o niskiej ciepłocie wiązania,

b) nakładanie szerokich przekrojów w chłodnej porze roku,

c) sztuczne chłodzenie nakładanego betonu.

(„Temperature and Humidity Effects on Concrete Defined“. *Concrete*, June 1929. Abstract of O. Fabr. Lecture before the Royal Institute of

British Architects in London), i „The Thermal Conductivity and Defusivity of Concrete“, by A. P. Carman and R. A. Nelson, Bull. N. 122. Eng. Exp. Sta. University of Illinois, Urbana, *Zement* 1917).

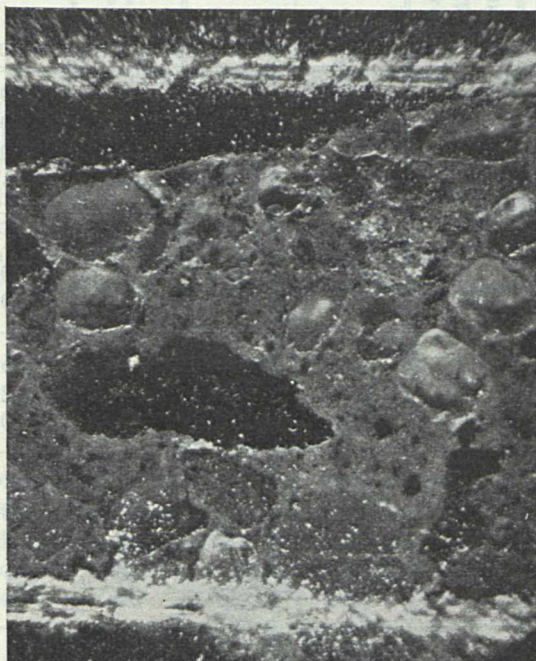
2. Matematyczne traktowanie naprężeń skurczowych zestawiono ostatnio w szeregu grafikonów doświadczalnych. Najpoważniejsze są sprawozdania z badań nad skurczem Prof. Gehlera w Dreźnie (Kongres zurychski 1932) i badania Paqueta (Annales ponts et chaussées 1932, z. 3). Stwierdzają one, że krzywa skurczowa rozpoczyna się pęcznieniem, które trwa nie raz całe miesiące. Wobec tych sprzeczności zachodzi wątpliwość, czy te objawy należy traktować na zasadzie przyczynowej, czy też mają one charakter przypadkowy, czy zatem matematyczne traktowanie ich według prostego prawa o słabym przebiegu (jak stosują Sager i Herzka) nie jest z gruntu błędne. Dla wyjaśnienia tego problemu przeprowadziłem w latach 1931—32 badania na serji próbek (17 sztuk) wykonanych i przechowanych w jednakich warunkach. Na niektórych z pośród nich wykonano szlif oraz delikatne rysy podwójne a następnie wykonano zdjęcia fotograficzne, które powtórzono po 12 miesiącach. Użyty tutaj aparat mikrofotograficzny Leitz'a był w obu wypadkach nastawiony dokładnie na 50-krotne powiększenie. Wygięcie się próbek podczas kurczenia było z powodu znacznej ich grubości prawie wykluczone. Z każdej pary przynależnych do siebie zdjęć skopjowano starannie kontury zaprawy i wykonano pomiar odkształceń liniowych, oraz planimetryczny pomiar odkształceń powierzchniowych. Z kilkuset wykonanych zdjęć fotograficznych podajemy tu dwie charakterystyczne pary, celem ilustrowania metody badań (ryc. 1 a, b; 2 a, b). Z zestawionej tabeli wynika, że pewne próbki wykazały skurcz, inne w tych samych warunkach fizycznych będące, wykazały pęcznienie (patrz str. 40).

Mamy tu więc do czynienia z jednolitem zjawiskiem fizycznym, którego wyjaśnienie znajdujemy w ostatnich doświadczeniach nauki o kolloidach. Z pośród starszych autorów Haberkalt podaje interesujące wyjaśnienie zbliżone bardzo do ostatnich poglądów nauki o kolloidach: Z powodu istnienia w zaprawie nie podlegających skurczowi części, muszą w czasie twardnienia zaprawy powstawać naprężenia. Cement otulający ziarna piasku tworzy niejako siatkę przestrzenną podobną do gąbki. Gdyby w pustych przestrzeniach tej siatki nie było ziarn piasku, kurczyłaby się ona na powietrzu dając ten sam obraz, lecz pomniejszony. Ziarna piasku przeszkadzają jednak temu, wobec tego nie może nastąpić jednolity wszędzie skurcz cementu a skutkiem wewnętrznych zmian kształtu powstają naprężenia. Do tego przyłącza się jeszcze przyczepność cementu do ziarn piasku stawiająca opór skurczowi cząstek cementu, znajdujących się między ziarnami piasku. Wreszcie wytwarza się stan wewnętrznej równowagi między naprężeniami kierunkowymi, ścinającymi i przyczepnymi z jednej, a oporami ciał wtrąceniowych. Ten obraz naprężeń jednak ulega zmianie, gdyż z postępowaniem



tworzenia również skurcz postępuje. Najnowsze badania Prof. Kühla (Zementchemie — Theorie und Praxis, str. 55) okazują, że wiązanie cementu jest procesem wybitnie kolloidalnochemicznym. Poszczególne ziarna cementu początnie zwolna hydratyzować i w czasie tworzenia się nowych stężeń odciągają częściowo już

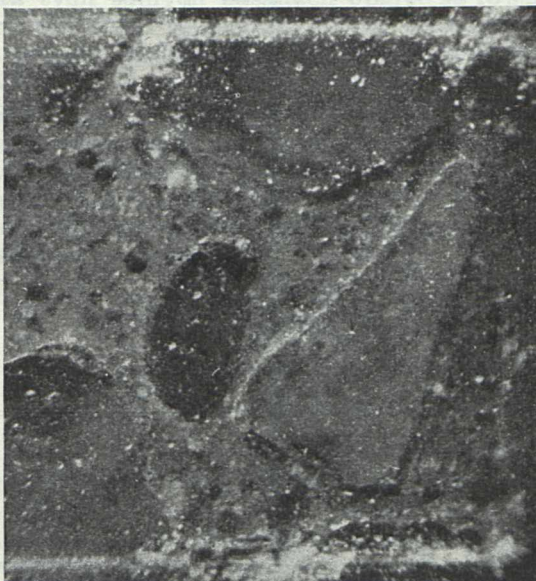
nosi kilka tysięcznych milimetra i tylko najdrobniejsze cząstki cementu w tym okresie mogą hydratyzować. Nawet gdy proces hydratyzacji jest ukończony, stężała masa jeszcze nie jest w spoczynku. Zaprawa cementowa jest nie stałym stężeniem skupienia wodnego krzemianu dwuwapniowego, wodnego glinianu trójwapniowego,



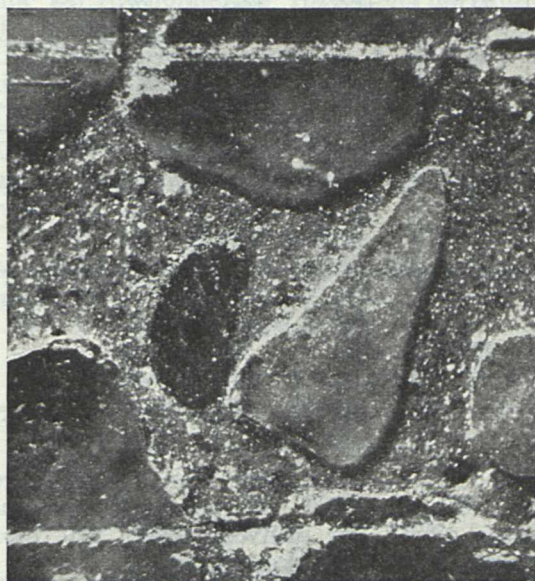
Ryc. 1 a. (1931).



Ryc. 1 b. (1932).



Ryc. 2 a. (1931).



Ryc. 2 b. (1932).

stężałym wodę, przez co te ostatnie kurczą się i twardnieją. Proces ten postępuje tak długo aż wszystkie ziarna cementu włąb masy betonowej są zużyte, na co potrzeba dziesiątek lat. Amerykanin Andregg mierzył grubość warstwy procesu hydratyzacyjnego w różnych okresach czasu i stwierdził, że grubość ta po 28 dniach wy-

wego, wodorotlenku wapnia i tlenku żelazo-wapniowego nie znanego zestawienia. Wszystkie te składniki usiłują przejść ze stanu stężeniowego w krystaliczny i proces ten, którego widomym następstwem są objawy skurczowe, trwa całe lata. Szkielet stężenia może w różnych miejscach tej samej zaprawy być rozmaity (por. Dr. Herbert



## Tabela wyników doświadczeń.

Zmienność wielkości powierzchni zaprawy w obserwowanych próbkach betonu.

| L. p. próbki | Obserwowany element powierzchni | Wielkość powierzchni w $mm^2$ <sup>1)</sup> |         | Różnice powierzchni |     |
|--------------|---------------------------------|---|---------|---------------------|-----|
|              |                                 | r. 1931                                     | r. 1932 | +                   | -   |
| 1            | I                               | 380   | 290     | -                   | 90  |
|              | II                              | 193   | 156     | -                   | 37  |
|              | III                             | 280   | 255     | -                   | 25  |
| 2            | I                               | 323   | 270     | -                   | 53  |
|              | II                              | 360   | 322     | -                   | 38  |
|              | III                             | 260   | 250     | -                   | 10  |
|              | IV                              | 110   | 70      | -                   | 40  |
| 3            | I                               | 370   | 410     | 40                  | -   |
|              | II                              | 120   | 125     | 5                   | -   |
|              | III                             | 80  | 90      | 10                  | -   |
|              | IV                              | 100   | 105     | 5                   | -   |
| 4            | I                               | 230   | 240     | 10                  | -   |
|              | II                              | 90  | 130     | 40                  | -   |
|              | III                             | 50  | 70      | 20                  | -   |
|              | IV                              | 60  | 70      | 10                  | -   |
| 5            | I                               | 630   | 690     | 60                  | -   |
|              | II                              | 80  | 100     | 20                  | -   |
| 6            | I                               | 130   | 185     | 55                  | -   |
|              | II                              | 50  | 45      | -                   | 5   |
|              | III                             | 150   | 180     | 30                  | -   |
| 7            | I                               | 520   | 415     | -                   | 105 |
|              | II                              | 215   | 210     | -                   | 5   |
| 8            | I                               | 195   | 200     | 5                   | -   |
|              | II                              | 40  | 55      | 15                  | -   |
|              | III                             | 65  | 50      | -                   | 15  |
|              | IV                              | 90  | 110     | 20                  | -   |
| 9            | I                               | 200   | 195     | -                   | 5   |
|              | II                              | 100   | 125     | 25                  | -   |
|              | III                             | 58  | 70      | 12                  | -   |
|              | IV                              | 115   | 155     | 40                  | -   |
| 10           | I                               | 185   | 145     | -                   | 40  |
|              | II                              | 110   | 100     | -                   | 10  |
|              | III                             | 250   | 240     | -                   | 10  |
|              | IV                              | 95  | 125     | 30                  | -   |
| 11           | I                               | 205   | 245     | 40                  | -   |
|              | II                              | 360   | 290     | -                   | 70  |
|              | III                             | 115   | 85      | -                   | 30  |
| 12           | I                               | 190   | 135     | -                   | 55  |
|              | II                              | 232   | 200     | -                   | 32  |
|              | III                             | 610   | 490     | -                   | 120 |
| 13           | I                               | 40  | 50      | 10                  | -   |
|              | II                              | 110   | 100     | -                   | 10  |
|              | III                             | 50  | 55      | 5                   | -   |
|              | IV                              | 222   | 240     | 18                  | -   |
|              | V                               | 290   | 325     | 35                  | -   |
| 14           | I                               | 120   | 135     | 15                  | -   |
|              | II                              | 70  | 80      | 10                  | -   |
|              | III                             | 30  | 50      | 20                  | -   |
|              | IV                              | 130   | 140     | 10                  | -   |
|              | V                               | 30  | 40      | 10                  | -   |
| 15           | I                               | 340   | 365     | 25                  | -   |
|              | II                              | 950   | 860     | -                   | 90  |
|              | III                             | 625   | 530     | -                   | 95  |
| 16           | I                               | 90  | 70      | -                   | 20  |
|              | II                              | 165   | 130     | -                   | 35  |
|              | III                             | 152   | 150     | -                   | 2   |
|              | IV                              | 517   | 430     | -                   | 87  |
| 17           | I                               | 430   | 360     | -                   | 70  |
|              | II                              | 315   | 240     | -                   | 75  |
|              | III                             | 95  | 97      | 2                   | -   |

Freundlich „Grundzüge der Kolloidlehre“ (Leipzig 1924, str. 129). W pewnych miejscach występują grudki, w innych rowki lub błony z połączonych cząstek kolloidalnych.

Według nauki o kolloidach beton jest dwufazowym utworem, między cząstkami którego znajduje się woda, zatem wchłanianie wilgoci jest zjawiskiem absorbcyjnym. Zjawiska skurczowe i pęcznieniowe są procesami absorbcyjnymi w utworach dwufazowych. (Dr. Rafał Liesegang: „Kolloidchemie“, Dresden 1926. —

<sup>1)</sup> Powierzchnie mierzone planimetrem Amslera. Skala 1:1000; stała 10  $mm^2$ .

Hatschek: Kolloidzeisch. 28, 213, 1921 i R. H. Bogue: Journ. Amer. Soc. 44, 1343 — 1922, E. B. Shreve, Science 48, 324 — 1928).

Badania fizyczne nad zjawiskami skurczowymi mogą być tylko przeprowadzane w związku i przy pomocy badań nad kolloidami. Dowolne przyjęcia co do przebiegów zarówno skurczu jak i pęcznienia, oraz co do powstających stąd naprężeń są z gruntu fałszywe, dopóki nie będzie wyjaśniona fizykalna prawidłowość. Dla konstruktora pozostaje tylko jedna droga: uwzględnić największe naprężenie skurczu względnie pęcznienia jako naprężenie dodatkowe do naprężeń głównych.



Inż. JÓZEF FELS i Inż. WŁADYSŁAW HANNA

## Tablice do obliczania płyt ciągłych krzyżowo zbrojonych metodą Marcusa.

Obowiązujące u nas do niedawna przepisy b. M. R. P. z r. 1927 pozwalały dla płyt zbrojonych krzyżowo o stosunku boków między 1:1 a 1:2 uwzględniać przenoszenie się obciążeń w dwu kierunkach, nie wskazując jednak żadnej metody obliczeń.

Najczęściej stosowana metoda polega na wyodrębnieniu w płycie o bokach  $a$  i  $b$  dwu pasków jednostkowych, wzajemnie prostopadłych i przyrównaniu ich ugięć w punkcie skrzyżowania, co w rezultacie prowadzi do znanych wzorów:

$$\left. \begin{aligned} q_a &= \frac{\varphi_b b^4}{\varphi_a a^4 + \varphi_b b^4} q = \lambda_a q \\ q_b &= \frac{\varphi_a a^4}{\varphi_a a^4 + \varphi_b b^4} q = \lambda_b q \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

gdzie współczynniki  $\lambda_a$  i  $\lambda_b$  zależą od systemu podpór na poszczególnych krawędziach płyty.

Momenty zginające w obydwu kierunkach znajdujemy, jak dla belek o odpowiednich podporach:

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{q_a a^2}{m_a} = \frac{\lambda_a q a^2}{m_a} \\ M_b &= \frac{q_b b^2}{m_b} = \frac{\lambda_b q b^2}{m_b} \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

Na tych samych zasadach oparte są również wzory dla 3-ch wypadków płyty jednoprzęsłowej, podane w obowiązujących obecnie normach P. K. N. (§ 11 p. 11).

Ścisłejszą, a zarazem bardziej ekonomiczną metodę obliczania płyt zbrojonych krzyżowo opracował Marcus<sup>1)</sup>, uwzględniając współpracę sąsiadujących ze sobą pasków płyty. Dochodzi on do współczynników zmniejszających, które wyrażają się wzorami:

$$\left. \begin{aligned} \nu_a &= 1 - \frac{5 a^2 M_a}{6 b^2 \mathfrak{M}_a} \\ \nu_b &= 1 - \frac{5 b^2 M_b}{6 a^2 \mathfrak{M}_b} \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

gdzie  $M_a$  i  $M_b$  są to niezredukowane momenty przeszłowe (por. wzory 2), zaś

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_a &= \frac{q a^3}{8} \\ \mathfrak{M}_b &= \frac{q b^3}{8} \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

Są to momenty od pełnego obciążenia  $q$ , jak dla belek wolnopodpartych o rozpiętościach  $a$  i  $b$ .

Podstawiając do wzorów (3) wzory (2) i (4), otrzymamy:

<sup>1)</sup> Dr. Ing. H. Marcus: „Die Theorie elastischer Gewebe“, Berlin 1924 i tegoż autora: „Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten“, Berlin 1929.

$$\left. \begin{aligned} \nu_a &= 1 - \frac{20 \lambda_a a^2}{3 m_a b^2} \\ \nu_b &= 1 - \frac{20 \lambda_b b^2}{3 m_b a^2} \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

Mnożąc przez te współczynniki wartości momentów gnących z wzorów (2), otrzymamy ostateczne wartości momentów przeszłowych według Marcusa.

Wartości ewentualnych momentów podporowych znajdujemy dla odpowiednich kierunków płyty, jak dla belek o takim samym ustroju podpór, przyjmując obciążenie  $q_a$  lub  $q_b$ , zależnie od rozpatrywanego kierunku. W płytach ze wszystkich stron zamocowanych zaleca jednak Marcus przyjmować dla momentów podporowych na bokach krótszych, (t. j. dla podpór pasków o większej rozpiętości) wartość, jaką otrzymalibyśmy dla płyty kwadratowej, czyli

$$M_{ar} = -\frac{1}{24} q b^2 \quad (\text{jeżeli } b < a)$$

lub

$$M_{br} = -\frac{1}{24} q a^2 \quad (\text{jeżeli } b > a).$$

Reakcje podpór płyty, t. j. obciążenie, które przenosi się na belki okalające (żebra), uważać można za równomiernie rozłożone na długości belek, przyczem obciążenie  $q_a$  przenosi się na belki, równoległe do kierunku  $b$ , zaś  $q_b$  — na belki, równoległe do kierunku  $a$ .

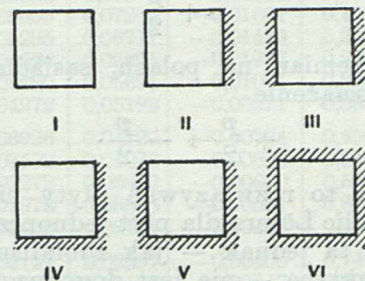
Uwzględniając przytem sposób podparcia płyty (współczynnik  $\rho$ ), można ogólnie napisać:

a) oddziaływanie na belki, równoległe do kierunku  $b$ :

$$r_a = \rho_a q_a a$$

b) oddziaływanie na belki, równoległe do kierunku  $a$ :

$$r_b = \rho_b q_b b.$$



Ryc. 1.

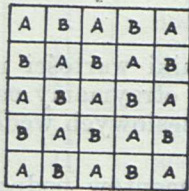
Na podstawie powyższej teorii opracował Löser<sup>2)</sup> tablice do obliczania płyt jednoprzęsłowych. Tablice te podają wartości współczynników dla następujących 6 wypadków podparcia płyty (ryc. 1).

<sup>2)</sup> B. Löser: „Bemessungsverfahren“, Berlin 1932.

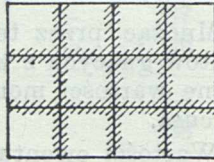


Löser zaleca stosowanie tych tablic również do obliczania płyt ciągłych, opierając się na następujących rozważaniach Marcusa.

Przy obliczaniu momentów przęsłowych w płytach ciągłych najniekorzystniejszy rozkład obciążenia osiągamy, rozmieszczając obciążenie użytkowe  $p$  tylko na polach  $A$ , względnie tylko na polach  $B$  (ryc. 2). Obciążenie stałe  $g$  mamy oczywiście na wszystkich polach płyty.

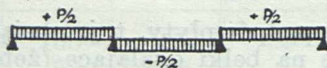


Ryc. 2.



Ryc. 3.

Według Marcusa można poszczególne pola płyt wieloprzęsłowych rozpatrywać, jako oddzielne płyty jednorzędowe, przyczem w wypadku jednakowego połączenia wszystkich przęseł połączenie z przęsłem sąsiednim uważać można za zamocowanie (krawędzie zakreskowane na ryc. 3). W wypadku zaś, gdy przęsła dźwigają naprzemian obciążenia dodatnie i ujemne równe co do wartości bezwzględnej (ryc. 4), przęsła uważać można za płyty wolno podparte.



Ryc. 4.

Aby taki rozkład obciążeń osiągnąć, dajemy zamiast obciążenia użytkowego  $p$ , umieszczonego tylko na polach  $A$  (ryc. 2), względnie tylko na polach  $B$  — obciążenie  $\frac{p}{2}$  na wszystkich polach

płyty oraz obciążenia  $+\frac{p}{2}$  i  $-\frac{p}{2}$  naprzemian na polach  $A$  i  $B$ . Zatem, uwzględniając obciążenie stałe  $g$ , będziemy mieli na wszystkich polach obciążenie

$$g + \frac{p}{2}$$

i — naprzemian na polach, sąsiadujących ze sobą — obciążenie

$$+\frac{p}{2} \text{ i } -\frac{p}{2}.$$

Pozwala to rozwiązywać płyty ciągłe przy pomocy tablic Lösera dla płyt jednorzędowych.

Metoda ta jednak — jak zdołaliśmy stwierdzić w praktyce — nie jest dogodna w użyciu. Konieczność każdorazowego sprowadzania obliczenia płyty ciągłej do odpowiednich wypadków płyty jednorzędowej uniemożliwia automatyzację pracy rachunkowej, a tem samem zwalnia tempo pracy i pociąga za sobą nierzadko przykre omyłki w rachunku.

W artykule niniejszym podajemy opracowaną przez nas tablicę, która pozwala obliczenie płyt ciągłych przeprowadzać bezpośrednio.

Podaje ona dla poszczególnych wypadków płyty ciągłej wartości współczynników, które należy tylko podstawić do prostych wzorów, jednakowych dla wszystkich tych wypadków.

Wzory te wyprowadzimy poniżej przykładowo dla przęsła skrajnego płyty jednorzędowej. Mamy tam (ryc. 5):

$$\begin{aligned} M_{a \max} &= \frac{\lambda_{a_2} \nu_{a_2}}{m_{a_2}} \left( g + \frac{p}{2} \right) a^2 + \frac{\lambda_{a_1} \nu_{a_1}}{m_{a_1}} \frac{p}{2} a^2 = \\ &= \frac{\lambda_{a_2} \nu_{a_2}}{m_{a_2}} g a^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\lambda_{a_2} \nu_{a_2}}{m_{a_2}} + \frac{\lambda_{a_1} \nu_{a_1}}{m_{a_1}} \right] p a^2 = \\ &= [\alpha_a g + \beta_a p] \cdot a^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{a \min} &= \frac{\lambda_{a_2} \nu_{a_2}}{m_{a_2}} \left( g + \frac{p}{2} \right) a^2 - \frac{\lambda_{a_1} \nu_{a_1}}{m_{a_1}} \frac{p}{2} a^2 = \\ &= \frac{\lambda_{a_2} \nu_{a_2}}{m_{a_2}} g a^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\lambda_{a_2} \nu_{a_2}}{m_{a_2}} - \frac{\lambda_{a_1} \nu_{a_1}}{m_{a_1}} \right] p a^2 = \\ &= [\alpha_a g + \beta_{a'} p] \cdot a^2, \end{aligned}$$

gdzie wskaźniki liczbowe przy współczynnikach  $\lambda_a$ ,  $\nu_a$  i  $m_a$  wskazują na przynależność danego współczynnika do odpowiedniego wypadku podparcia płyty jednorzędowej (ryc. 1).

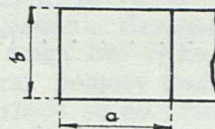
Analogicznie zestawzić można wzory dla momentów  $M_{b \max}$  i  $M_{b \min}$  wypadku rozpatrywanego oraz  $M_{a \max}$  i  $M_{a \min}$  i  $M_{b \max}$  i  $M_{b \min}$  dla wszystkich innych wypadków płyt ciągłych. Będą one miały wszystkie tę samą postać i różnić się będą jedynie wartościami współczynników, które dla każdego wypadku podaje tablica. Dla określenia momentów podporowych służą współczynniki  $r$ , obliczone według wzorów, podanych przez Marcusa.

Reakcje podpór obliczamy, podobnie jak momenty w przęsłach, przy obciążeniu  $\left( g + \frac{p}{2} \right)$

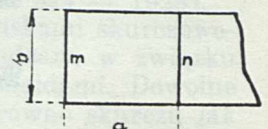
w założeniu podpór zamocowanych i  $+\frac{p}{2}$  oraz  $-\frac{p}{2}$  w założeniu podparcia swobodnego. Tak np. w rozpatrywanym poprzednio przęsle skrajnym płyty jednorzędowej (ryc. 6) otrzymamy na krawędzi  $m$ :

$$\begin{aligned} r_{am \max} &= \varrho_{am_2} \left( g + \frac{p}{2} \right) a \pm \varrho_{a_1} \frac{p}{2} a = \\ &= \left[ \varrho_{am_2} g + \frac{1}{2} (\varrho_{am_2} \pm \varrho_{a_1}) p \right] a, \end{aligned}$$

gdzie wskaźniki liczbowe przy współczynnikach  $\varrho$  oznaczają odpowiedni wypadek płyt jednorzędowych.



Ryc. 5.

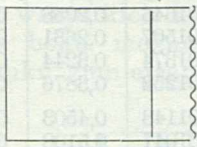
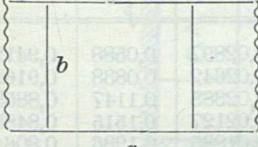
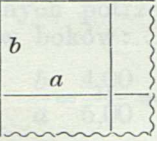


Ryc. 6.

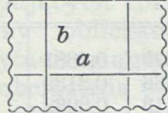
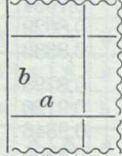
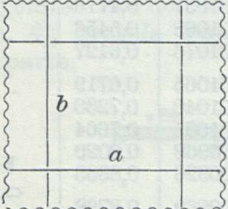
Odpowiednie współczynniki  $r$  dla danego i innych wypadków podane są w tablicy. Wartości minimalne tych współczynników ( $r_{\min}$ ) mogą być potrzebne dla uzyskania najniekorzystniejszego układu obciążeń przy obliczaniu żebier, wspierających płytę.



Tablica.

| Schemat 1  | $b/a$   | $\alpha_a$ | $\beta_a$ | $\beta'_a$ | $\alpha_b$ | $\beta_b$ | $\beta'_b$ | $\kappa_a$ | $\kappa_b$ |
|--|---------|------------|-----------|------------|------------|-----------|------------|------------|------------|
|  <p>Na krawędzi swobodnej:<br/> <math>r_{a_{max}} = [\frac{3}{8}g + \frac{7}{16}p]a</math><br/> <math>r_{a_{min}} = [\frac{3}{8}g - \frac{1}{16}p]a</math><br/>                     Na krawędzi zamocowanej:<br/> <math>r_{a_{max}} = [\frac{5}{8}g + \frac{9}{16}p]a</math><br/> <math>r_{a_{min}} = [\frac{5}{8}g + \frac{1}{16}p]a</math><br/> <math>r_{b_{max}} = \frac{1}{2}(g+p)b</math><br/> <math>r_{b_{min}} = \frac{1}{2}gb</math></p>  | 0,50    | 0,00709    | 0,00650   | —          | 0,08863    | 0,09161   | -0,00298   | 0,2381     | <br>0      |
|  | 0,55    | 0,00931    | 0,00869   | —          | 0,08076    | 0,08442   | -0,00366   | 0,3139     |            |
|  | 0,60    | 0,01172    | 0,01113   | —          | 0,07302    | 0,07715   | -0,00413   | 0,3932     |            |
|  | 0,65    | 0,01427    | 0,01378   | —          | 0,06539    | 0,06989   | -0,00450   | 0,4716     |            |
|  | 0,70    | 0,01691    | 0,01657   | —          | 0,05818    | 0,06290   | -0,00472   | 0,5456     |            |
|  | 0,75    | 0,01963    | 0,01949   | —          | 0,05153    | 0,05634   | -0,00481   | 0,6127     |            |
|  | 0,80    | 0,02239    | 0,02249   | -0,00010   | 0,04549    | 0,05081   | -0,00482   | 0,6719     |            |
|  | 0,85    | 0,02519    | 0,02555   | -0,00036   | 0,04007    | 0,04486   | -0,00479   | 0,7230     |            |
|  | 0,90    | 0,02798    | 0,02866   | -0,00068   | 0,03524    | 0,03998   | -0,00474   | 0,7664     |            |
|  | 0,95    | 0,03073    | 0,03179   | -0,00106   | 0,03097    | 0,03566   | -0,00469   | 0,8029     |            |
|  | 1,00    | 0,03341    | 0,03494   | -0,00153   | 0,02721    | 0,03184   | -0,00463   | 0,8333     |            |
|  | 1,10    | 0,03842    | 0,04115   | -0,00273   | 0,02102    | 0,02550   | -0,00448   | 0,8798     |            |
|  | 1,20    | 0,04286    | 0,04713   | -0,00427   | 0,01629    | 0,02054   | -0,00425   | 0,9120     |            |
|  | 1,30    | 0,04667    | 0,05272   | -0,00605   | 0,01270    | 0,01664   | -0,00394   | 0,9346     |            |
|  | 1,40    | 0,04989    | 0,05781   | -0,00792   | 0,00997    | 0,01354   | -0,00357   | 0,9505     |            |
|  | 1,50    | 0,05258    | 0,06234   | -0,00976   | 0,00790    | 0,01107   | -0,00317   | 0,9620     |            |
|  | 1,60    | 0,05479    | 0,06631   | -0,01152   | 0,00631    | 0,00909   | -0,00278   | 0,9704     |            |
|  | 1,70    | 0,05671    | 0,06980   | -0,01309   | 0,00508    | 0,00750   | -0,00242   | 0,9766     |            |
|  | 1,80    | 0,05829    | 0,07281   | -0,01432   | 0,00413    | 0,00623   | -0,00210   | 0,9813     |            |
|  | 1,90    | 0,05962    | 0,07541   | -0,01579   | 0,00338    | 0,00519   | -0,00181   | 0,9849     |            |
| 2,00   | 0,06076 | 0,07767    | -0,01691  | 0,00280    | 0,00436    | -0,00156  | 0,9877     |            |            |
| Schemat 2  | $b/a$   | $\alpha_a$ | $\beta_a$ | $\beta'_a$ | $\alpha_b$ | $\beta_b$ | $\beta'_b$ | $\kappa_a$ | $\kappa_b$ |
|  <p><math>r_{a_{max}} = \frac{1}{2}(g+p)a</math><br/> <math>r_{a_{min}} = \frac{1}{2}ga</math><br/> <math>r_{b_{max}} = \frac{1}{2}(g+p)b</math><br/> <math>r_{b_{min}} = \frac{1}{2}gb</math></p>   | 0,50    | 0,00730    | 0,00661   | —          | 0,08012    | 0,08735   | -0,00723   | 0,2381     | <br>0      |
|  | 0,55    | 0,00931    | 0,00869   | —          | 0,07093    | 0,07950   | -0,00857   | 0,3139     |            |
|  | 0,60    | 0,01140    | 0,01097   | —          | 0,06204    | 0,07166   | -0,00962   | 0,3932     |            |
|  | 0,65    | 0,01356    | 0,01342   | —          | 0,05376    | 0,06407   | -0,01031   | 0,4716     |            |
|  | 0,70    | 0,01570    | 0,01597   | -0,00027   | 0,04626    | 0,05694   | -0,01068   | 0,5456     |            |
|  | 0,75    | 0,01781    | 0,01858   | -0,00077   | 0,03962    | 0,05038   | -0,01076   | 0,6127     |            |
|  | 0,80    | 0,01983    | 0,02121   | -0,00138   | 0,03383    | 0,04448   | -0,01065   | 0,6719     |            |
|  | 0,85    | 0,02175    | 0,02333   | -0,00208   | 0,02885    | 0,03925   | -0,01040   | 0,7230     |            |
|  | 0,90    | 0,02354    | 0,02644   | -0,00290   | 0,02460    | 0,03466   | -0,01005   | 0,7664     |            |
|  | 0,95    | 0,02519    | 0,02902   | -0,00383   | 0,02099    | 0,03067   | -0,00968   | 0,8029     |            |
|  | 1,00    | 0,02668    | 0,03157   | -0,00489   | 0,01794    | 0,02720   | -0,00926   | 0,8333     |            |
|  | 1,10    | 0,02925    | 0,03657   | -0,00738   | 0,01320    | 0,02159   | -0,00839   | 0,8798     |            |
|  | 1,20    | 0,03132    | 0,04136   | -0,01004   | 0,00984    | 0,01732   | -0,00748   | 0,9120     |            |
|  | 1,30    | 0,03296    | 0,04587   | -0,01291   | 0,00743    | 0,01401   | -0,00658   | 0,9346     |            |
|  | 1,40    | 0,03427    | 0,05000   | -0,01573   | 0,00569    | 0,01140   | -0,00571   | 0,9505     |            |
|  | 1,50    | 0,03532    | 0,05371   | -0,01839   | 0,00441    | 0,00933   | -0,00492   | 0,9620     |            |
|  | 1,60    | 0,03618    | 0,05700   | -0,02082   | 0,00347    | 0,00767   | -0,00420   | 0,9704     |            |
|  | 1,70    | 0,03687    | 0,05988   | -0,02301   | 0,00276    | 0,00634   | -0,00358   | 0,9766     |            |
|  | 1,80    | 0,03745    | 0,06239   | -0,02494   | 0,00222    | 0,00525   | -0,00305   | 0,9813     |            |
|  | 1,90    | 0,03793    | 0,06457   | -0,02664   | 0,00180    | 0,00440   | -0,00260   | 0,9849     |            |
| 2,00   | 0,03833 | 0,06646    | -0,02813  | 0,00148    | 0,00370    | -0,00222  | 0,9877     |            |            |
| Schemat 3  | $b/a$   | $\alpha_a$ | $\beta_a$ | $\beta'_a$ | $\alpha_b$ | $\beta_b$ | $\beta'_b$ | $\kappa_a$ | $\kappa_b$ |
|  <p>Na krawędzi swobodnej:<br/> <math>r_{a_{max}} = [\frac{3}{8}g + \frac{7}{16}p]a</math><br/> <math>r_{a_{min}} = [\frac{3}{8}g - \frac{1}{16}p]a</math><br/> <math>r_{b_{max}} = [\frac{3}{8}g + \frac{7}{16}p]b</math><br/> <math>r_{b_{min}} = [\frac{3}{8}g - \frac{1}{16}p]b</math><br/>                     Na krawędzi zamocow.:<br/> <math>r_{a_{max}} = [\frac{5}{8}g + \frac{9}{16}p]a</math><br/> <math>r_{a_{min}} = [\frac{5}{8}g + \frac{1}{16}p]a</math><br/> <math>r_{b_{max}} = [\frac{5}{8}g + \frac{9}{16}p]b</math><br/> <math>r_{b_{min}} = [\frac{5}{8}g + \frac{1}{16}p]b</math></p> | 0,50    | 0,00368    | 0,00480   | -0,00112   | 0,05888    | 0,07673   | -0,01785   | 0,1111     | 0,9697     |
|  | 0,55    | 0,00513    | 0,00660   | -0,00147   | 0,05605    | 0,07206   | -0,01601   | 0,1547     | 0,9562     |
|  | 0,60    | 0,00686    | 0,00870   | -0,00184   | 0,05295    | 0,06711   | -0,01416   | 0,2058     | 0,9391     |
|  | 0,65    | 0,00886    | 0,01107   | -0,00221   | 0,04964    | 0,06201   | -0,01237   | 0,2631     | 0,9181     |
|  | 0,70    | 0,01109    | 0,01366   | -0,00257   | 0,04620    | 0,05691   | -0,01071   | 0,3244     | 0,8928     |
|  | 0,75    | 0,01351    | 0,01643   | -0,00292   | 0,04272    | 0,05193   | -0,00921   | 0,3876     | 0,8634     |
|  | 0,80    | 0,01603    | 0,01933   | -0,00325   | 0,03926    | 0,04720   | -0,00794   | 0,4503     | 0,8300     |
|  | 0,85    | 0,01875    | 0,02233   | -0,00358   | 0,03592    | 0,04278   | -0,00686   | 0,5108     | 0,7930     |
|  | 0,90    | 0,02147    | 0,02541   | -0,00394   | 0,03272    | 0,03872   | -0,00600   | 0,5675     | 0,7530     |
|  | 0,95    | 0,02420    | 0,02853   | -0,00433   | 0,02972    | 0,03503   | -0,00531   | 0,6196     | 0,7106     |
|  | 1,00    | 0,02692    | 0,03169   | -0,00477   | 0,02692    | 0,03169   | -0,00477   | 0,6667     | 0,6667     |
|  | 1,10    | 0,03216    | 0,03802   | -0,00586   | 0,02197    | 0,02597   | -0,00400   | 0,7454     | 0,5773     |
|  | 1,20    | 0,03702    | 0,04421   | -0,00719   | 0,01785    | 0,02132   | -0,00347   | 0,8057     | 0,4910     |
|  | 1,30    | 0,04138    | 0,05007   | -0,00869   | 0,01449    | 0,01754   | -0,00305   | 0,8510     | 0,4118     |
|  | 1,40    | 0,04520    | 0,05547   | -0,01027   | 0,01177    | 0,01444   | -0,00267   | 0,8848     | 0,3424     |
|  | 1,50    | 0,04850    | 0,06030   | -0,01180   | 0,00958    | 0,01191   | -0,00233   | 0,9101     | 0,2832     |
|  | 1,60    | 0,05131    | 0,06457   | -0,01326   | 0,00783    | 0,00985   | -0,00202   | 0,9291     | 0,2338     |
|  | 1,70    | 0,05370    | 0,06830   | -0,01460   | 0,00643    | 0,00818   | -0,00175   | 0,9435     | 0,1932     |
|  | 1,80    | 0,05572    | 0,07153   | -0,01581   | 0,00531    | 0,00682   | -0,00151   | 0,9545     | 0,1600     |
|  | 1,90    | 0,05743    | 0,07432   | -0,01689   | 0,00441    | 0,00571   | -0,00130   | 0,9631     | 0,1330     |
| 2,00   | 0,05888 | 0,07673    | -0,01785  | 0,00368    | 0,00480    | -0,00112  | 0,9697     | 0,1111     |            |



| Schemat 4 a   | $b/a$   | $\alpha_a$ | $\beta_a$ | $\beta'_a$ | $\alpha_b$ | $\beta_b$ | $\beta'_b$ | $\kappa_a$ | $\kappa_b$ |
|---|---------|------------|-----------|------------|------------|-----------|------------|------------|------------|
|  <p><math>r_{a_{max}} = \frac{1}{2}(g+p)a</math><br/><math>r_{a_{min}} = \frac{1}{2}ga</math><br/><math>r_b</math> — jak Schemat 3</p>   | 0,50    | 0,00406    | 0,00499   | -0,00093   | 0,05599    | 0,07529   | -0,01930   | 0,1111     | 0,9412     |
|   | 0,55    | 0,00553    | 0,00680   | -0,00127   | 0,05231    | 0,07019   | -0,01788   | 0,1547     | 0,9162     |
|   | 0,60    | 0,00721    | 0,00887   | -0,00166   | 0,04836    | 0,06482   | -0,01646   | 0,2058     | 0,8853     |
|   | 0,65    | 0,00907    | 0,01118   | -0,00211   | 0,04425    | 0,05932   | -0,01507   | 0,2631     | 0,8485     |
|   | 0,70    | 0,01103    | 0,01363   | -0,00260   | 0,04013    | 0,05397   | -0,01374   | 0,3244     | 0,8064     |
|   | 0,75    | 0,01306    | 0,01620   | -0,00314   | 0,03611    | 0,04863   | -0,01252   | 0,3876     | 0,7596     |
|   | 0,80    | 0,01510    | 0,01884   | -0,00374   | 0,03228    | 0,04371   | -0,01143   | 0,4503     | 0,7094     |
|   | 0,85    | 0,01710    | 0,02151   | -0,00441   | 0,02870    | 0,03917   | -0,01047   | 0,5108     | 0,6570     |
|   | 0,90    | 0,01904    | 0,02419   | -0,00515   | 0,02542    | 0,03507   | -0,00965   | 0,5675     | 0,6038     |
|   | 0,95    | 0,02089    | 0,02687   | -0,00598   | 0,02244    | 0,03139   | -0,00895   | 0,6196     | 0,5511     |
|  <p><math>r_a</math> — jak Schemat 3<br/><math>r_{b_{max}} = \frac{1}{2}(g+p)b</math><br/><math>r_{b_{min}} = \frac{1}{2}gb</math></p>   | 1,00    | 0,02263    | 0,02955   | -0,00692   | 0,01978    | 0,02812   | -0,00834   | 0,6667     | 0,5000     |
|   | 1,10    | 0,02574    | 0,03481   | -0,00907   | 0,01531    | 0,02264   | -0,00733   | 0,7454     | 0,4058     |
|   | 1,20    | 0,02835    | 0,03988   | -0,01153   | 0,01187    | 0,01833   | -0,00646   | 0,8057     | 0,3254     |
|   | 1,30    | 0,03050    | 0,04464   | -0,01414   | 0,00924    | 0,01491   | -0,00567   | 0,8510     | 0,2593     |
|   | 1,40    | 0,03225    | 0,04899   | -0,01674   | 0,00724    | 0,01218   | -0,00494   | 0,8848     | 0,2065     |
|   | 1,50    | 0,03366    | 0,05288   | -0,01922   | 0,00572    | 0,00998   | -0,00426   | 0,9101     | 0,1649     |
|   | 1,60    | 0,03481    | 0,05632   | -0,02151   | 0,00456    | 0,00822   | -0,00366   | 0,9291     | 0,1324     |
|   | 1,70    | 0,03575    | 0,05932   | -0,02357   | 0,00367    | 0,00680   | -0,00313   | 0,9436     | 0,1069     |
|   | 1,80    | 0,03652    | 0,06193   | -0,02541   | 0,00298    | 0,00565   | -0,00267   | 0,9545     | 0,0870     |
|   | 1,90    | 0,03715    | 0,06418   | -0,02703   | 0,00244    | 0,00472   | -0,00228   | 0,9631     | 0,0713     |
| 2,00  | 0,03767 | 0,06613    | -0,02846  | 0,00201    | 0,00396    | -0,00195  | 0,9697     | 0,0588     |            |
| Schemat 4 b   | $a/b$   | $\alpha_b$ | $\beta_b$ | $\beta'_b$ | $\alpha_a$ | $\beta_a$ | $\beta'_a$ | $\kappa_a$ | $\kappa_b$ |
| Schemat 5   | $b/a$   | $\alpha_a$ | $\beta_a$ | $\beta'_a$ | $\alpha_b$ | $\beta_b$ | $\beta'_b$ | $\kappa_a$ | $\kappa_b$ |
|  <p><math>r_{a_{max}} = \frac{1}{2}(g+p)a</math><br/><math>r_{a_{min}} = \frac{1}{2}ga</math><br/><math>r_{b_{max}} = \frac{1}{2}(g+p)b</math><br/><math>r_{b_{min}} = \frac{1}{2}gb</math></p> | 0,50    | 0,00229    | 0,00410   | -0,00181   | 0,03665    | 0,06562   | -0,02897   | 0,0588     | 0,9412     |
|   | 0,55    | 0,00322    | 0,00564   | -0,00242   | 0,03524    | 0,06166   | -0,02642   | 0,0838     | 0,9162     |
|   | 0,60    | 0,00436    | 0,00745   | -0,00309   | 0,03362    | 0,05745   | -0,02383   | 0,1147     | 0,8853     |
|   | 0,65    | 0,00568    | 0,00948   | -0,00380   | 0,03184    | 0,05311   | -0,02127   | 0,1515     | 0,8485     |
|   | 0,70    | 0,00718    | 0,01171   | -0,00453   | 0,02991    | 0,04876   | -0,01885   | 0,1936     | 0,8064     |
|   | 0,75    | 0,00883    | 0,01406   | -0,00526   | 0,02790    | 0,04452   | -0,01662   | 0,2404     | 0,7596     |
|   | 0,80    | 0,01058    | 0,01658   | -0,00600   | 0,02583    | 0,04048   | -0,01465   | 0,2906     | 0,7094     |
|   | 0,85    | 0,01241    | 0,01916   | -0,00675   | 0,02377    | 0,03671   | -0,01294   | 0,3430     | 0,6570     |
|   | 0,90    | 0,01426    | 0,02180   | -0,00754   | 0,02174    | 0,03323   | -0,01149   | 0,3962     | 0,6038     |
|   | 0,95    | 0,01612    | 0,02449   | -0,00837   | 0,01979    | 0,03007   | -0,01028   | 0,4489     | 0,5511     |
| 1,00  | 0,01794 | 0,02720    | -0,00926  | 0,01794    | 0,02720    | -0,00926  | 0,5000     | 0,5000     |            |
| 1,10  | 0,02138 | 0,03263    | -0,01125  | 0,01460    | 0,02229    | -0,00769  | 0,5942     | 0,4058     |            |
| 1,20  | 0,02445 | 0,03793    | -0,01348  | 0,01179    | 0,01829    | -0,00650  | 0,6746     | 0,3254     |            |
| 1,30  | 0,02710 | 0,04294    | -0,01584  | 0,00946    | 0,01504    | -0,00555  | 0,7407     | 0,2593     |            |
| 1,40  | 0,02934 | 0,04754    | -0,01820  | 0,00764    | 0,01238    | -0,00474  | 0,7935     | 0,2065     |            |
| 1,50  | 0,03121 | 0,05166    | -0,02045  | 0,00616    | 0,01020    | -0,00404  | 0,8351     | 0,1649     |            |
| 1,60  | 0,03275 | 0,05529    | -0,02254  | 0,00500    | 0,00844    | -0,00344  | 0,8676     | 0,1324     |            |
| 1,70  | 0,03402 | 0,05846    | -0,02444  | 0,00407    | 0,00700    | -0,00293  | 0,8931     | 0,1069     |            |
| 1,80  | 0,03507 | 0,06120    | -0,02613  | 0,00334    | 0,00583    | -0,00249  | 0,9130     | 0,0870     |            |
| 1,90  | 0,03593 | 0,06357    | -0,02764  | 0,00276    | 0,00487    | -0,00214  | 0,9287     | 0,0713     |            |
| 2,00  | 0,03665 | 0,06562    | -0,02897  | 0,00229    | 0,00410    | -0,00181  | 0,9412     | 0,0588     |            |

## Zestawienie wzorów do Tablicy:

1) Dla momentów przęsłowych:

$$M_{a_{max}} = [\alpha_a g + \beta_a p] \cdot a^2$$

$$M_{a_{min}} = [\alpha_a g + \beta'_a p] \cdot a^2$$

$$M_{b_{max}} = [\alpha_b g + \beta_b p] \cdot b^2$$

$$M_{b_{min}} = [\alpha_b g + \beta'_b p] \cdot b^2$$

2) Dla momentów podporowych:

a) na podporze sąsiadującej ze skrajną:

$$M_{ar} = -\frac{1}{10} \kappa_a (g+p) \cdot a^2$$

$$M_{br} = -\frac{1}{10} \kappa_b (g+p) \cdot b^2$$

b) na podporze pośredniej:

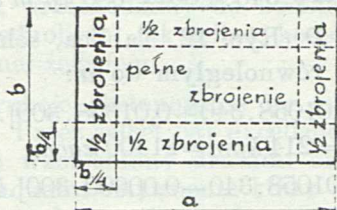
$$M_{ar} = -\frac{1}{12} \kappa_a (g+p) \cdot a^2$$

$$M_{br} = -\frac{1}{12} \kappa_b (g+p) \cdot b^2$$

Wzory dla reakcyj podpór podane są w Tabelicy dla każdego wypadku z osobna.

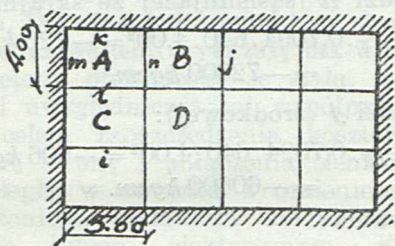


Grubość i uzbrojenie płyty określamy w sposób zwykły na podstawie obliczonych wartości momentów przeszłowych i podporowych. Jednak pełny przekrój uzbrojenia dajemy tylko w środkowych połaciach płyty (każdego kierunku). W pobliżu wszystkich krawędzi na długości  $\frac{1}{4}$  krótszego boku można uzbrojenie odpowiedniego kierunku zmniejszyć do połowy (ryc. 7).



Ryc. 7.

Przykład. Zaprojektować strop, jak na ryc. 8 o płycie krzyżowo zbrojonej. Obciążenie użytkowe  $p = 300 \text{ kg/m}^2$ . Naprężenia dopuszczalne  $\sigma_{ba} = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{za} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ .



Ryc. 8.

Obciążenia:

Ciężar własny płyty w założeniu grubości 10 cm  
 $0,1 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$   
 Podłoga, polepa i tynk . . .  $\cong 100$   
 Razem obciążenie stałe  $g = 340 \text{ kg/m}^2$

Całkowite obciążenie płyty na  $1 \text{ m}^2$   
 $p + g = 300 + 340 = 640 \text{ kg/m}^2$

Obliczenie statyczne:

Dla korzystania z tablic dla płyt krzyżowo zbrojonych potrzebne nam będą wartości stosunków boków:

$$\frac{b}{a} = \frac{4,00}{5,00} = 0,80; \quad \frac{a}{b} = \frac{5,00}{4,00} = 1,25.$$

I. Pole A. (Ryc. 9. Tablica, schemat 3).

Momenty w prześle w kierunku równoległym do  $a$ :

$$M_{a \max} = [a_b g + \beta_a p] \cdot a^2 = [0,01608 \cdot 340 + 0,01933 \cdot 300] \cdot 5,00^2 = 282 \text{ kgm} = 28200 \text{ kgcm}.$$

$$M_{a \min} = [a_a g + \beta'_a p] \cdot a^2 = [0,01608 \cdot 340 - 0,00325 \cdot 300] \cdot 5,00^2 > 0$$

Moment podporowy na krawędzi  $n$

$$M_{ar} = -\frac{1}{10} \alpha_a (g + p) a^2 = -\frac{1}{10} \cdot 0,4503 \cdot 640 \cdot 5,00^2 = -720 \text{ kgm} = -72000 \text{ kgcm}.$$

Momenty przeszłowe w kierunku równoległym do  $b$ :

$$M_{b \max} = [a_b g + \beta_b p] \cdot b^2 = [0,03926 \cdot 340 + 0,04720 \cdot 300] \cdot 4,00^2 = 442 \text{ kgm} = 44200 \text{ kgcm}.$$

$$M_{b \min} = [a_b g + \beta'_b p] \cdot b^2 = [0,03926 \cdot 340 - 0,00794 \cdot 300] \cdot 4,00^2 > 0.$$

Moment podporowy na krawędzi  $l$ :

$$M_{br} = -\frac{1}{10} \alpha_b (g + p) b^2 = -\frac{1}{10} \cdot 0,8300 \cdot 640 \cdot 4,00^2 = -850 \text{ kgm} = -85000 \text{ kgcm}.$$

Oddziaływanie płyty:

na krawędź  $m$ :

$$r_{\max} = [\frac{3}{8} g + \frac{7}{16} p] \cdot a = [\frac{3}{8} \cdot 340 + \frac{7}{16} \cdot 300] \cdot 5,00 = 1294 \text{ kg/m b}.$$

$r_{\min}$  nie znajdujemy, płyta bowiem wzdłuż krawędzi  $m$  spoczywa bezpośrednio na murze, co czyni zbytecznym obliczanie żebra.

na żebro  $n$ :

$$r_{\max} = [\frac{5}{8} g + \frac{9}{16} p] \cdot a = [\frac{5}{8} \cdot 340 + \frac{9}{16} \cdot 300] \cdot 5,00 = 1906 \text{ kg/m b}.$$

$r_{\min}$  nie znajdujemy, gdyż żebro  $n$  jest jedno-prześłowe.

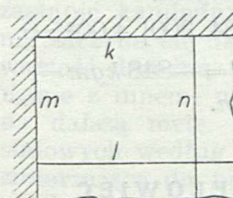
na krawędź  $k$ :

$$r_{\max} = [\frac{3}{8} g + \frac{7}{16} p] \cdot b = [\frac{3}{8} \cdot 340 + \frac{7}{16} \cdot 300] \cdot 4,00 = 1035 \text{ kg/m b}.$$

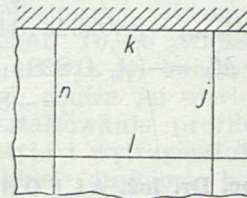
na żebro  $l$ :

$$r_{\max} = [\frac{5}{8} g + \frac{9}{16} p] \cdot b = [\frac{5}{8} \cdot 340 + \frac{9}{16} \cdot 300] \cdot 4,00 = 1525 \text{ kg/m b}.$$

$$r_{\min} = [\frac{5}{8} g + \frac{1}{16} p] \cdot b = [\frac{5}{8} \cdot 340 + \frac{1}{16} \cdot 300] \cdot 4,00 = 925 \text{ kg/m b}.$$



Ryc. 9.



Ryc. 10.

II. Pole B. (Ryc. 10. Tablica, schemat 4 a)

W kierunku równoległym do  $a$ :

$$M_{a \max} = [0,01510 \cdot 340 + 0,01884 \cdot 300] \cdot 5,00^2 = 270 \text{ kgm} = 27000 \text{ kgcm}.$$

$$M_{a \min} = [0,01510 \cdot 340 - 0,00374 \cdot 300] \cdot 5,00^2 > 0.$$

Na krawędzi  $n$  (sąsiadującej ze skrajną)

$$M_{ar} = -\frac{1}{10} \cdot 0,4503 \cdot 640 \cdot 5,00^2 = -720 \text{ kgm} = -72000 \text{ kgcm}.$$

Na krawędzi  $j$  (środkowej)

$$M_{ar} = -\frac{1}{12} \cdot 0,4503 \cdot 640 \cdot 5,00^2 = -600 \text{ kgm} = -60000 \text{ kgcm}.$$

W kierunku równoległym do  $b$ :

$$M_{b \max} = [0,03228 \cdot 340 + 0,04371 \cdot 300] \cdot 4,00^2 = 386 \text{ kgm} = 38600 \text{ kgcm}.$$

$$M_{b \min} = [0,03228 \cdot 340 - 0,01143 \cdot 300] \cdot 4,00^2 > 0.$$

$$M_{br} = -\frac{1}{10} \cdot 0,7094 \cdot 640 \cdot 4,00^2 = 726 \text{ kgm} = -72600 \text{ kgcm}.$$



Oddziaływania:

na żebra  $n$  i  $j$ :

$$r_{max} = \frac{1}{2}(g+p)a = \frac{1}{2} \cdot (340+300) \cdot 5,00 = 1600 \text{ kg/m b.}$$

na krawędź  $k$ , jak na tę samą krawędź w polu  $A$ :

$$r_{max} = 1035 \text{ kg/m b.}$$

na żebro  $l$ , jak na to samo żebro w polu  $A$ :

$$r_{max} = 1525 \text{ kg/m b.}$$

$$r_{min} = 925 \quad "$$

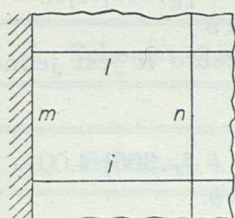
III. Pole  $C$  (Ryc. 11. Tablica, schemat 4 b).

W kierunku równoległym do  $a$ :

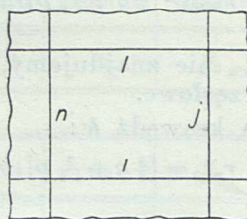
$$M_{a \max} = [0,01056 \cdot 340 + 0,01662 \cdot 300] \cdot 5,00^2 = \\ = 215 \text{ kgm} = 21500 \text{ kgcm.}$$

$$M_{a \min} = [0,01056 \cdot 340 - 0,00607 \cdot 300] \cdot 5,00^2 > 0.$$

$$M_{ar} = -\frac{1}{10} \cdot 0,2924 \cdot 640 \cdot 5,00^2 = -468 \text{ kgm} = \\ = -46800 \text{ kgcm.}$$



Ryc. 11.



Ryc. 12.

W kierunku równoległym do  $b$ :

$$M_{b \max} = [0,02943 \cdot 340 + 0,04226 \cdot 300] \cdot 4,00^2 = \\ = 363 \text{ kgm} = 36300 \text{ kgcm.}$$

$$M_{b \min} = [0,02943 \cdot 340 - 0,01284 \cdot 300] \cdot 4,00^2 > 0.$$

$$M_{br} = -\frac{1}{10} \cdot 0,8284 \cdot 640 \cdot 4,00^2 = -848 \text{ kgm} = \\ = -84800 \text{ kgcm.}$$

Doc. Dr. Inż. ALFONS CHMIELOWIEC

## Na pograniczu żelbetu i stali.

Żelbet i stal to dwa materiały i dwa sposoby budowania, dwie odrębne gałęzie budownictwa: żelbetnictwo i budownictwo stalowe. Żadna jednak budowla „stalowa“ nie jest taką w zupełności. Przynajmniej fundament jest betonowy lub żelbetowy. Most stalowy ma z reguły podpory betonowe lub kamienne. Tylko wyjątkowo bywają filary stalowe a i to na podstawach masywnych. Budowle stalowe szkieletowe stawiamy na fundamentach z betonu lub żelbetu (np. Prudentialhouse w Warszawie). Często więc w pobliżu konstrukcji stalowej znajduje się konstrukcja żelbetowa, jako różne części tej samej całości. W tych wypadkach możemy mówić o budowlach mieszanych. Takimi są np. mosty żelbetowe ciągle przegubowe, w których przeszło wiszące jest stalowe, aby wysokość konstrukcyjna była możliwie mała z uwagi na żeglugę, np. most nad Odrą w Opolu (przeszło wiszące 36 m). Innym przykładem takiej budowli to wiadukt Poniatowskiego, w którym na łukach żelbeto-

Oddziaływania:

na krawędź  $m$ , jak na tę samą krawędź w polu  $A$ :

$$r_{max} = 1294 \text{ kg/m b.}$$

na żebro  $n$ , jak na to samo żebro w polu  $A$ :

$$r_{max} = 1906 \text{ kg/m b.}$$

na żebra  $l$  i  $i$ :

$$r_{max} = \frac{1}{2} \cdot 640 \cdot 4,00 = 1280 \text{ kg/m b.}$$

$$r_{min} = \frac{1}{2} \cdot 340 \cdot 4,00 = 680 \text{ kg/m b.}$$

IV. Pole  $D$  (Ryc. 12. Tablica, schemat 5).

W kierunku równoległym do  $a$ :

$$M_{a \max} = [0,01058 \cdot 340 + 0,01658 \cdot 300] \cdot 5,00^2 = \\ = 214 \text{ kgm} = 21400 \text{ kgcm.}$$

$$M_{a \min} = [0,01058 \cdot 340 - 0,00600 \cdot 300] \cdot 5,00^2 > 0.$$

$$M_{ar} = -\frac{1}{10} \cdot 0,2906 \cdot 640 \cdot 5,00^2 = -465 \text{ kgm} = \\ = -46500 \text{ kgcm.}$$

W kierunku równoległym do  $b$ :

$$M_{b \max} = [0,02583 \cdot 340 + 0,04048 \cdot 300] \cdot 4,00^2 = \\ = 335 \text{ kgm} = 33500 \text{ kgcm.}$$

$$M_{b \min} = [0,02583 \cdot 340 - 0,01465 \cdot 300] \cdot 4,00^2 > 0.$$

Na krawędzi  $n$  (sąsiadującej ze skrajną):

$$M_{br} = -\frac{1}{10} \cdot 0,7094 \cdot 640 \cdot 4,00^2 = -726 \text{ kgm} = \\ = -72600 \text{ kgcm.}$$

Na krawędzi  $j$  (środkowej):

$$M_{br} = -\frac{1}{12} \cdot 0,7094 \cdot 640 \cdot 4,00^2 = -606 \text{ kgm} = \\ = -60600 \text{ kgcm.}$$

Oddziaływania:

na żebra  $n$  i  $j$ , jak na te same żebra w polu  $B$ :

$$r_{max} = 1600 \text{ kg/m b.}$$

na żebra  $l$  i  $i$ , jak na te same żebra w polu  $C$ :

$$r_{max} = 1280 \text{ kg/m b.}$$

$$r_{min} = 680 \quad "$$

wych jest pomost stalowy. Częściej bywa odwrotnie: w moście stalowym na podłużnicach, pomostowa płyta żelbetowa przerywana nad poprzecznkami, lub też na poprzecznkach nieprzerwanie. Wspomnieć tu wypada o pomostach stalowych z zoresówek, blachy wiszące, pukłówek, blachy falistej i t. p., które wypełniamy z reguły betonem dla wypełnienia wysokości martwej, otrzymania górnej powierzchni gładkiej, dającej się łatwo odvodnić. Do konstrukcji mieszanych należą różne stropy z dźwigarami dwuteowymi, o których dolne stopki opiera się płyta lub sklepienie żelbetowe lub betonowe.

Płyta żelbetowa ułożona na podłużnicach lub poprzecznkach stalowych pracuje niezależnie od nich jako oddzielny statyczny element. Związek stali i żelbetu staje się ściślejszy, gdy na podłużnicach lub poprzecznkach, na których oprzeć mamy płytę żelbetową, nanitujemy lub dospoimy żeberka, wzgl. dospoimy zwoje drutu. Wówczas płyta żelbetowa stanowi jedność statyczną



z dźwigarami stalowymi. Nie przestając pracować w kierunku prostopadłym do dźwigaru, płyta żelbetowa staje się jednak w kierunku podłużnym jego strefą ściskaną. Oś obojętna jest wspólna dla płyty i dźwigara, dźwigar więc pełni rolę żebra belki teowej. Jeśli go obetonujemy to i zewnętrznie cały zespół przyjmie postać belki teowej. Tak więc nieznacznie od konstrukcji mieszanej, złożonej z części żelbetowej i stalowej, przechodzimy do konstrukcji o charakterze jednolitym jak żelbet, konstrukcji stalowej, otulonej żelbetem.

Konstrukcje obetonowane nie należą do żelbetowych. Przez żelbet par excellence rozumiemy dziś beton wzmocniony drutami okrągłymi. Beton z wkładkami sztywnymi, który u kołyski żelbetu odgrywał poważną rolę, został następnie przez żelbetników zepchnięty na szary koniec i znalazł się w wyniku wielkiego rozwoju żelbetnictwa poza jego granicami. W budownictwie stalowym zaś na skutek rozwoju profilaktyki pożarowej zaczęto coraz częściej otulać konstrukcję stalową grubą (min. 5 cm) warstwą zaprawy cementowej wzgl. betonu. Najpierw tego nie uwzględniano ani w obliczeniu ani w konstrukcji połączeń. Doświadczenia jednak ze słupami i belkami obetonowanymi wykazały tak wielką współpracę betonu otulającego ze stalą, że nasunęła się myśl uwzględnienia tej współpracy w obliczeniu celem zaoszczędzenia kosztownej stali. Z drugiej strony i połączenia elementów stalowych uległy w związku z otuleniem pewnym uproszczeniom, zwłaszcza kiedy wprowadzono spawanie łukiem elektrycznym. Konstrukcje obetonowane nabrały charakteru wyróżniającego je od konstrukcji stalowych i znalazły się na pograniczu stali i żelbetu. Różnią się one od konstrukcji stalowych zasadniczo, będąc przecież tylko uzbrojeniem konstrukcji ostatecznie żelbetowych. Od konstrukcji żelbetowej zaś, pomijając już sztywność wkładek, konstrukcja stalowa obetonowana różni się dwufazowością: w pierwszej swej fazie, w czasie budowy, jest konstrukcją stalową, co prawda o charakterze prowizorycznym, nie mając zresztą nic wspólnego z żelbetem, w drugiej zaś jest konstrukcją żelbetową, ale nie pozbawioną śladów swej pierwotnej fazy: pierwotnych naprężeń w uzbrojeniu.

Jak niegdyś beton czyli kamień sztuczny w połączeniu z drutami żelaznymi utworzyły żelbet, tak dziś jesteśmy świadkami narodzin nowego materiału, którego rodzicami są żelbet i stal. Materiał ten wyodrębnia się coraz śmieiej i mocniej od żelbetu i stali, jest coraz częściej używany dzięki rozwojowi budownictwa szkieletowego i spawania i wymaga krótkiej nazwy. Będziemy go nazywać stalobetonem. Jest to coś pośredniego między stalą i żelbetem. Są więc konstrukcje stalowe, żelbetowe i stalobetonowe. Dawniej stal miękką nazywano żelazem zlewem. Dziś żelazo to pierwiastek chemiczny. O drutach jednak, t. j. o armaturze żelbetu mówi się wciąż jeszcze, że są żelazne. Wobec tego nazwa stalbet dla żelbetu się nie przyjęła i chyba się nie przyjmie, zwłaszcza że nazwy: *żelbet* (wzgl. *żelazobeton*), *żelbetowy*, *żelbetnik* i *żel-*

*betnictwo* wniknęły w życie głęboko. Podobnie w języku niemieckim żelbet pozostał przy swej starej nazwie „der Eisenbeton“ pomimo, że wyraz Eisen (żelazo) został zastąpiony wyrazem Stahl (stal).

Stalobeton daje te korzyści, jakie ma żelbet i stal, nie mając ich wad. W porównaniu ze stalą ma zalety żelbetu:

1. Ochrona od rdzy i gazów i oszczędność na konserwacji.
2. Ognioodporność.
3. Masywność, a więc sztywność czyli odporność na działanie dynamiczne.
4. Monumentalność.
5. Oszczędność na stali, jednak mniejsza niż w żelbecie.
6. Łatwiejsze połączenie poszczególnych części nie wymagające takiego wykończenia gładkiego, jak połączenie elementów stalowych (zwłaszcza spoiny) ani tak gęstych łączników (skratowania) w elementach złożonych.
7. Znika prawie niebezpieczeństwo wybożenia i to bardziej jeszcze niż w żelbecie. Zato większa waga, dłuższy montaż i niepewność w obliczeniu naprężeń z powodu skurczu betonu. Omówimy te zalety.

Rdza jest groźnym wrogiem konstrukcji stalowych i ogranicza ich trwałość. Z powodu rdzy potworne ilości konstrukcji stalowych stają się bezwartościowym żelaziwem. Na wstępie swego dzieła o mostach stalowych<sup>1)</sup> prof. Godard pisze, że zanim się przystąpi do projektu mostu stalowego trzeba zbadać, czy nie udałoby się go zastąpić kamiennym lub żelbetowym. Rdzewienie zaczyna się na powierzchni. To, co zwiększa wartość doraźną stali i umożliwia jej konkurowanie z innymi materiałami, obniża jej wartość na dalszą metę. Jestto kształtowanie profilów stalowych według zasad statyki i wytrzymałości, zmierzające do nadania lekkim częściom konstrukcyjnym wielkiej sztywności. Wynikają stąd wielkie powierzchnie, narażone na atak rdzy i gazów, wymagające kosztownej konserwacji przez malowanie co parę lat. Kontrola malowania jest trudna i niebezpieczna z uwagi na niedostępność niektórych miejsc. Potężne mosty stalowe są bez przerwy konserwowane: malowanie bowiem wymaga tyle czasu, ile wynosi jego skuteczność. Kiedy więc malowanie dobiega końca, trzeba je zaczynać na nowo od początku, gdzie rdza zaczyna działać.

Beton chroni od rdzy i gazów dzięki cieniutkiej warstewce cementowej, która przylega do powierzchni stali; sam beton jest tylko ochroną tej powłoki. Zabezpieczenie od rdzy wymaga warstwy betonu min. 1 cm, zaś od wilgoci, dymów, gazów min. 2,5 cm.

Stal nie jest materiałem ognioodpornym. Jej duża przewodność cieplna (40—50), niskie ciepło właściwe (0,12) i wielka powierzchnia w stosunku do masy ułatwiają i przyspieszają rozgrzanie do wysokiej temperatury pożaru (800 do 1000°), który trwać może od 1 do 8 godzin.

<sup>1)</sup> Godard: Les ponts et combles métalliques. Paris.



Dźwigary, wydłużając się termicznie, rozpięrają ściany i budynek się wali. Granica plastyczności maleje ze wzrostem temperatury i już przy 400° wynosi połowę t. j. 1200 kg/cm<sup>2</sup>. Przy 600° słup stalowy osiąga granicę plastyczności już pod samym ciężarem własnym i wybacza się, belka zaś łamie się. W doświadczeniach amerykańskich<sup>2)</sup> słup stalowy (Nr. 1) dwuteownik szerokostopowy 203×203 cm, obciążony do 53,8 t zawałił się w temperaturze pożaru w 11 minutach, gdy tymczasem słup drewniany 286×286 (Nr. 79) wytrzymał 50 minut. Przewodnictwo betonu jest kilkadziesiąt razy mniejsze niż stali, więc na kilka centymetrów pod powierzchnią wpływ krótkotrwałego pożaru zanika. Zewnętrzna nagrzana warstwa betonu traci wodę krystaliczną (powstałą ze związania cementu) i staje się porowata a więc trudno przenikliwa dla ciepła. Zatem obetonowanie stali do grubości 5 cm czyni ją odporną na ogień. Beton wypełnia rozczłonkowane profile stalowe i zmniejsza powierzchnię, która chłonie ciepło. W wymienionych doświadczeniach amerykańskich samo tylko wypełnienie pachwin pomiędzy stopkami dźwigara walcowanego do pełnego prostokąta z pozostawieniem powierzchni stopek nie zasłoniętych powiększa odporność 6-krotnie (por. Nr. 1 i 14). Osłonięcie zupełne aż do grubości warstwy ochronnej min. 51 mm (Nr. 28) powiększa odporność znów 6-krotnie w porównaniu ze słupem Nr. 14, zaś 36-krotnie w porównaniu ze słupem Nr. 1. Dalsze pogrubienie słupa aż do grubości warstwy ochronnej 101 mm (Nr. 34) powiększa już stosunkowo nieznacznie czas odporności. — Warstwa 67 mm z cegły pełnej jest przeszło 5-krotnie mniej skuteczna niż warstwa 51 mm betonu (Nr. 28). Także pustaki ceglane z zaprawą 1 cm i wyprawą 1 cm (Nr. 76) nie dają tej odporności, co warstwa betonu 51 mm (Nr. 28). Słup stalowy obetonowany Nr. 34 jest tak samo odporny na pożar, jak słup żelbetowy o tych samych wymiarach zewnętrznych (Nr. 71). Konstrukcję uważa się za ogniotrwałą, jeżeli warstwa ochronna betonu ma przynajmniej 5 cm grubości.

Masywność żelbetu jest jego zaletą. Z drugiej strony podnosi się i lekkość konstrukcji stalowych jako zaletę. Jakże to pogodzić? Otóż z dwu konstrukcji do jednego celu służących t. j. dźwigających ten sam ciężar użytkowy, ta która jest lżejsza wywołuje mniejsze ciśnienia na grunt, wzgl. wymaga mniejszych fundamentów. Gdyby więc obie konstrukcje, aż do fundamentu licząc, były jednakowo drogie, to koszt fundamentu rozstrzygnie na korzyść konstrukcji lżejszej. Z dwu jednak konstrukcji, jednakowo drogiej łącznie z fundamentami, wywołujących te same ciśnienia na grunt i obliczonych przepisowo na naprężenie dopuszczalne, niewątpliwie wybierzemy masywniejszą, bo:

1. daje większą pewność przeciw naprężeniom dynamicznym,

2. jest mniej czuła na wzrost ciężarów ruchomych t. j. wystarczy na dłuższy okres czasu.

<sup>2)</sup> Por. Żenczykowski: Zachowanie się materiałów budowlanych i części budynków w temperaturze pożarowej. *Przegląd Techniczny* 1934.

Całkowite naprężenie  $\sigma$  w pewnym przekroju składa się z dwu części:  $\sigma_y$  od ciężaru stałego i  $\sigma_p$  od ciężaru ruchomego. Są 2 sposoby obliczania i projektowania konstrukcji: 1. sposób starszy, żeby suma obu naprężeń była równa albo mniejsza od naprężenia dopuszczalnego, które jest  $n$ -tą częścią wytrzymałości doraźnej  $W$

$$\sigma_y + \sigma_p \leq k = \frac{W}{n}$$

2. sposób nowszy, żeby

$$\sigma_y + n' \sigma_p \leq \frac{W}{n'}$$

przyczem współczynnik dynamiczny

$$n' > 1 \quad \text{zaś} \quad n' < n.$$

W pierwszym sposobie naprężenia dynamiczne nie są uwzględniane w sposób racjonalny i konstrukcje lekkie wypadają stosunkowo tanio, ale kosztem bezpieczeństwa. Drugi sposób jest korzystniejszy, dla konstrukcji masywnych. Przy konstrukcjach o gigantycznych rozpiętościach naprężenie  $\sigma_y$  jest tak wielkie, że dla jego zmniejszenia lekkość konstrukcji jest pożądaną, i stal staje się materiałem jedynym.

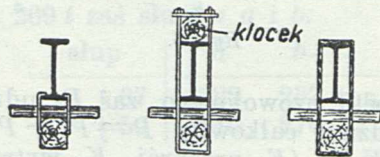
Konstrukcja stalowa nie jest monumentalna. Warunkiem monumentalności jest trwałość wiekowa. Budowle przemysłowe mogą być ze stali, gdyż mają służyć kilkadziesiąt lat. Nie więcej, gdyż potrzeby przemysłu zmieniają się, sposoby produkcji prędko się starzeją. Kościoły buduje się na okres tysiąca lat, one mają przysiąc pokoleniom świadczyć o naszej kulturze, muszą więc być z żelbetu lub stalobetonu.

Stal jest droższa niż beton, ale ma większą wytrzymałość a zwłaszcza większe naprężenie dopuszczalne, więc wymaga mniejszych przekrojów, przy tej samej nośności. Należy rozróżnić ściskanie od rozciągania. Na rozciąganie stal jest bezkonkurencyjna, gdyż na ciągnięcie w betonie nieuzbrojonym spuścić się nie można. Inaczej ściskanie. Ponieważ naprężenie dopuszczalne stali na ściskanie jest około 30 razy większe niż betonu, zaś cena 1 m<sup>3</sup> stali około 90 razy większa, więc słup stalowy jest około 3 razy droższy od żelbetowego uzbrojonego minimalnie (0,8%) — a dźwigającego ten sam ciężar. Belka teowa, w której stal pracuje na rozciąganie a beton płyty na ściskanie, musi więc być tańsza około 1,5 razy od dźwigaru stalowego. Taksamo belka stalobetonowa.

Wielką wadą żelbetu, której nie posiada stal jest potrzeba uciążliwych rusztowań, podtrzymujących deskowanie w czasie betonowania. — Z uwagi na wiatr rusztowania owe muszą być silne i dobrze usztywnione co je podraża. Wada ta występuje silnie, gdy budujemy most nad torami stacyjnemi lub nad głębokim jarem lub rwącym potokiem. W budownictwie szkieletowym żelbet nadaje się do niższych budynków. W budynkach średnich rywalizuje ze stalą, w budynkach wyższych zaś nie nadaje się, gdyż słupy żelbetowe zabierają dużo miejsca zwłaszcza w dolnych piętrach zaś wykonanie ich trwa długo, bo zmieniają się kolejno roboty ciesielskie, układanie i wiązanie drutów i betonowanie. Kon-

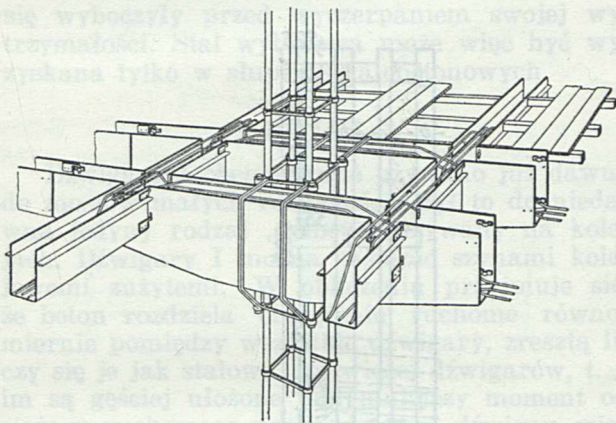


struktura stalobetonowa powstaje jako stalowy szkielet, stanowiący sam dla siebie właśnie rusztowanie. Może więc być zmontowana i usztywniona i można na niej zawiesić deskowanie (por. ryc. 1). Można też otulić konstrukcję stalową bez deskowania, torkretem. W systemie patentowym Bauera (Austria) płaszcz z blachy dziur-



Ryc. 1.

stawianej stanowi równocześnie deskowanie i uzbrojenie podłużne i poprzeczne belki i niesie wyprawę (ryc. 2).



Ryc. 2.

Zasadnicze elementy konstrukcyjne to są słupy i belki. Łuki zajmują miejsca pośrednie.

### Słupy.

Idąc ku coraz lepszemu wyzyskaniu materiału wymienimy kolejno słup 1) betonowy, 2) żelbetowy ze strzemionami, 3) żelbetowy uzwojony.

Beton, jako kamień sztuczny, jest kruchy, więc słup betonowy nieuzbrojony przy doraźnych próbach na ściskanie łamie się nagle, bez ostrzeżenia.

Słup żelbetowy choćby tylko uzbrojony nieznacznie zarysowuje się najpierw, rysy stopniowo się powiększają, beton odpryskuje i pokazują się druty, ostrzegając przed groźną katastrofą. Dlatego mamy do słupa żelbetowego większe zaufanie i stąd ciśnienie dopuszczalne betonu jest większe niż nieuzbrojonego. Jednak tuż przed złamaniem słupa żelbetowego ciśnienie w drutach nie dochodzi do granicy plastyczności stali tylko do ok. 15-krotnej wartości wytrzymałości betonu. Toteż druty podłużne liczy się jak beton o przekroju 15 razy większym. Ponieważ żelazo jest około 60 do 100 razy droższe od betonu więc nie opłaca się dawać dużego uzbrojenia. Słup będzie najtańszy, gdy uzbrojenie jego wynosi tylko 0,8% t. j. przepisane minimum. Naprężenie drutów podłużnych w słupie żelbetowym ze strzemionami przyjmuje się więc  $15 k_b$  np. dla  $k_b = 40 \text{ kg/cm}$ ,  $k = 600 \text{ kg/cm}^2$  więc zaledwie po-

łowę z tego co się przyjmuje w konstrukcji stalowej. Stąd, gdy  $k = 30 k_b$  słup stalobetonowy opłaca się liczyć raczej jak stalowy bez uwzgl. betonu o ile procent stali jest większy od 6,66%. Z uwagi zaś na przepis (dla słupów stalobetonowych za ostry), że ponad 3% uwzględnia się w obliczeniu tylko  $\frac{1}{3}$  uzbrojenia, owe 6,66% schodzą do 5,2%. W słupach stalobetonowych stal stanowi 8—12%.

Wielkiego naprężenia w drutach dopuścić nie można, gdyż 1) druty wyboczyłyby się. Są cienkie i blisko powierzchni betonu. 2) Przy większym naprężeniu stali  $\sigma_s$  naprężenie w betonie, które wynosi  $\frac{\sigma_s}{15}$  wzrosłoby ponad wartość dopuszczalną.

Inaczej w stalobetonie. Profile walcowane są sztywne same dla siebie więc nie grozi im wyboczenie w obrębie betonu. Naprężeniom zaś dość wielkim w stali nie koniecznie muszą towarzyszyć proporcjonalne do nich naprężenia w betonie. Jeżeli budowla przechodzi 2 fazy to we fazie stalowej zmontowany najpierw szkielet stalowy dźwiga bez współpracy betonu swój ciężar i ciężar betonu otulającego i deskowania, wogóle ciężar  $G$  powodując naprężenie  $\sigma_g = \frac{G}{F}$  ( $F =$  przekrój słupa stalowego). Dopiero dalsze obciążenie  $P$ , w szczególności ciężar użytkowy dźwigają już stal z betonem razem, powodując naprężenie  $\sigma_p = n \sigma_b$ . Więc całkowite naprężenie stali  $\sigma_s = \sigma_g + \sigma_p = \frac{G}{F} + n \sigma_b$ , jest zatem większe od  $n \sigma_b$ . Jeżeli  $A$  jest przekrój słupa brutto to udźwig dopuszczalny  $P = \sigma_b [A + (n-1)F]$ . Przekroje  $A$  i  $F$  uda się niekiedy tak dobrać, żeby  $\sigma_s$  było równe  $k$ .

W słupach żelbetowych uzwojonych naprężenie podłużne w betonie jądra może przekroczyć kilkakrotnie wytrzymałość kostkową wzgl. walcową, zależnie od przekroju uzwojenia. Przy próbie na ściskanie słup uzwojony zostaje zniszczony albo wskutek skruszenia betonu (przy słabym uzwojeniu) albo wskutek rozerwania uzwojenia, albo wskutek zmiażdżenia betonu przez zwoje. Prócz jednak wypadku bardzo słabego uzwojenia w chwili złamania słupa naprężenie w podłużnym uzwojeniu dochodzi do granicy plastyczności, czyli udźwig drutów podłużnych jest wyczerpany. Wobec tego słup łamie się wtedy, gdy zarówno druty jak i beton uzwojony wyczerpały swoją wytrzymałość. Można więc dla słupów uzwojonych stosować prawo dodawania udźwignów betonu uzwojonego i uzbrojenia podłużnego:

$$P = K_{st} A_r + K F + \gamma K_u F_u$$

przyczem oznaczenia są następujące:

$F$ , przekrój uzbrojenia podłużnego,

$F_u$  idealny przekrój uzwojenia, t. j. iloraz objętości drutu owijającego przez wysokość słupa,

$A_r$  przekrój rdzenia,

$K$  i  $K_u$  granica plastyczności stali podłużnej na ściskanie i drutu owijającego na rozciąganie,

$K_{st}$  wytrzymałość słupowa betonu = około 0,8  $K_b$ .



$K_b$  wytrzymałość kostkowa (wzgl. walcowa) jest większa od słupowej z powodu tarcia o podstawy,

$\gamma$  współczynnik doświadczalny. Zastępując do-  
różną wytrzymałość przez naprężenie dopusz-  
czalne otrzymujemy udźwig dopuszczalny

$$P_{dop} = A_r k_b + F k + \gamma F_u k_u.$$

Słup stalowy otulony żelbetem uzwojonym oczywiście podlega temu samemu prawu. Tylko od rdzenia należy potrącić  $F$ . Emperger przyjmuje ostrożnie  $\gamma = 1$ . Saliger znalazł na podstawie doświadczeń  $\gamma = 2,8$ . Ostatnia wartość zdaje się lepiej odpowiadać także dociekaniami teoretycznym, które jednak nie są jeszcze definitywnie rozstrzygnięte.

Ale i słup nieuzwojony stalobetonowy zachowuje się jak uzwojony, gdyż beton pomiędzy profilami sztywnymi nie mogąc się swobodnie rozszerzać na boki staje się bardziej ścieśniony i wytrzymały tak, iż przy wzroście obciążenia stal prędzej osiągnie granicę plastyczności, aniżeli beton zostanie skruszony. Więc i tu zniszczenie następuje przez wyczerpanie obu udźwigów: stali i betonu uzwojonego. Słup stalobetonowy jest nawet silniejszy od żelbetowego uzwojonego, gdyż nie zachodzi możliwość przedwczesnego zmiążdżenia betonu przez stal, powierzchnia styku, jest wielka. Ponieważ jednak profile sztywne podłużne pełnią zarazem rolę uzwojenia więc Emperger przyjmuje tu  $\gamma = 0$ .



Ryc. 3.

Rozróżnia on 4 typy (ryc. 3) z uwagi na rdzeń:

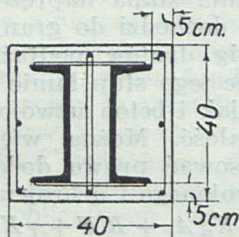
Typ I w obrębie ceowników,

Typ II w obrębie strzemion,

Typ III uzwojenie słabe,  $A_r = A_b$  wraz ze skorupą.

Typ IV uzwojenie silne, w obrębie uzwojenia.

Doświadczenia ze słupami stalobetonowymi upoważniają nawet do śmielszych przyjęć: Kugi

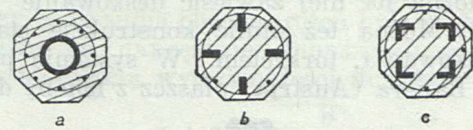


Ryc. 4.

przyjmuje  $\gamma = 1,5$  dla słupów zbrojonych silnymi kątownikami ze stali St. 37, zaś  $\gamma = 2$  dla St. = 52<sup>3)</sup>. Wygodniejszy w montażu więc częściej używany, choć teoretycznie gorszy, jest typ słupa według ryc. 4. Należy go obliczać jako żelbetowy, z uwzględnieniem 2 faz.

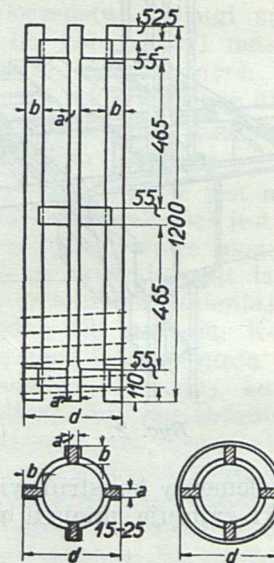
<sup>3)</sup> Por. Thullie: W sprawie obliczania słupów uzwojonych. *Przegląd Techniczny* 1935.

Emperger pierwszy zastosował prawo dodawania udźwigów do słupów żelbetowych uzwojonych z duszą żeliwną (ryc. 5). Jeżeli  $P_1$  oznacza



Ryc. 5.

udział żelbetu uzwojonego, zaś  $P_2$  udział żeliwa, to udźwig całkowity  $P = P_1 + P_2$ , przy czym  $P_2 = F_2 K_2$  ( $F_2$  przekrój,  $K_2$  wytrzymałość żeliwa na ściskanie). Wytrzymałość  $K_2$  jest bardzo wielka. Podobnie jak słup betonowy, słup żeliwny przy wzroście obciążenia łamie się nagle, otulony jednak żelbetem uzwojonym nabiera cech stali elastycznej.

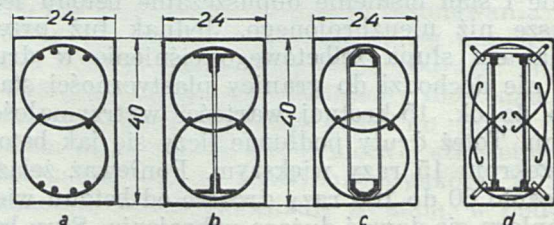


Ryc. 6.

Bauer (Austria) wiąże wkładki żeliwne specjalnymi patentowanymi poprzeczkami, uzwojenie wykonywa maszynowo, dostarczając gotowy szkielet uzbrojenia na budowę, gdzie trzeba tylko go wypełnić i otoczyć betonem (ryc. 6).

### Łuki.

Łuki pracują na ściskanie jak słupy i na zginanie jak belki. Siłę osiową  $N$  i moment zginania  $M$  można zastąpić siłą mimosiową o mimośrodzie  $e = M : N$ . Łuki Melana są stalowe obe-



Ryc. 7.

tonowane z wyzyskaniem w dwu fazach. Emperger stosuje stalobetonowe uzwojone obustronnie (ryc. 7 d). Dla zbadania ich wartości poddawał



on słupy, ryc. 7 a, b, c, t. j. słup żelbetowy, stalobetonowy i żeliwno betonowy ściskaniu o mimośrodkie 8 cm. Uzbrojenie podłużne z każdej strony słupa było a):  $4 \phi 20 \text{ mm}$ ,  $F = 12,4 \text{ cm}^2$ , b): 2 kątowniki  $9,6 \text{ cm}^2$ , c): żeliwo  $12,5 \text{ cm}^2$ . Słupy a i b były dwojaki: z uzbrojeniami podłużnymi ze stali 1) St 37 i 2) St 52. Wytrzymałość słupa c wynosiła 269 t zaś słupów a i b:

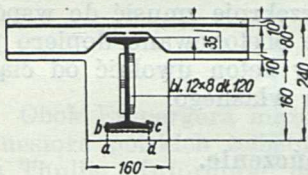
| słup |    | a   | b       |
|------|----|-----|---------|
| stal | 37 | 222 | 237 ton |
|      | 52 | 210 | 270 "   |

Zastąpienie więc stali zwykłej stałą wysokowartościową wcale nie zwiększyło udźwigu słupa żelbetowego a, zwiększyło zaś wydatnie udźwig słupa stalobetonowego b. Żeliwo zachowuje się jak stal 52, zgodnie ze swą wielką wytrzymałością na ściskanie. Widocznie druty ze stali wyborowej się wycożyły przed wyczerpaniem swojej wytrzymałości. Stal wyborowa może więc być wyzyskana tylko w słupach stalobetonowych.

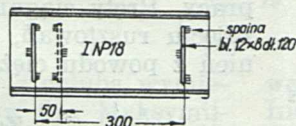
### Belki.

Dźwigary I obetonowane używano już dawno do mostów małych rozpiętości. Był to do niedawna jedyny rodzaj „żelbetu“ używany na kolejach. Dźwigary I można zastąpić szynami kolejowymi zużytemi. W obliczeniu przyjmuje się, że beton rozdziela obciążenie ruchome równomiernie pomiędzy wszystkie dźwigary, zresztą liczy się je jak stalowe. Im więcej dźwigarów, t. j. im są gęściej ułożone tem mniejszy moment od ciężaru ruchomego przypada na 1 dźwigar, więc tem niższa jest konstrukcja. Jeżeli zaś pomost jest lekki, stalowy lub drewniany, to np. w moście drogowym każdy dźwigar choćby ich było dużo, musi być obliczony na moment, jaki sprawnia tylne koło walca (6 t dla I kl.) i pewien nacisk tylnego koła. Stąd wynikają większe wysokości dźwigarów, zwykle już blachownic.

Obliczeniu dźwigarów obetonowanych według zasad żelbetu stały dotychczas na przeszkodzie stosunkowo mała powierzchnia przyczepna dźwi-



Ryc. 8.

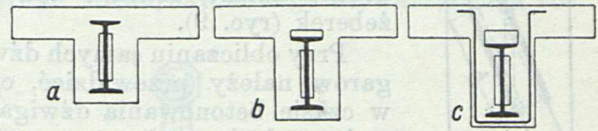


Ryc. 9.

gara do betonu. Spawanie usuwa tę przeszkodę. Pozwala ono zwiększyć powierzchnię przyczepną dźwigara przez dospojenie do ścianek i stopek żeber, zwojów, wąsów z drutów, haków, gwoździ. Doświadczenia Baesa<sup>4)</sup> wykonane na wielką skalę z dźwigarami obetonowanymi ryc. 8 z dospojeniami do ścianek żeberkami (ryc. 9) wykazały zupełną współpracę betonu i stali. — Belki teowe wykazały więcej niż 5-krotną pewność przeciw złamaniu w założeniu  $n = 15$ ,  $k = 1600 \text{ kg/cm}^2$ . Toteż prof. Bryła liczy dźwiga-

<sup>4)</sup> Por. Bryła: Dźwigary obetonowane w świetle doświadczeń Baesa. *Wiadomości Drogowe* 1934.

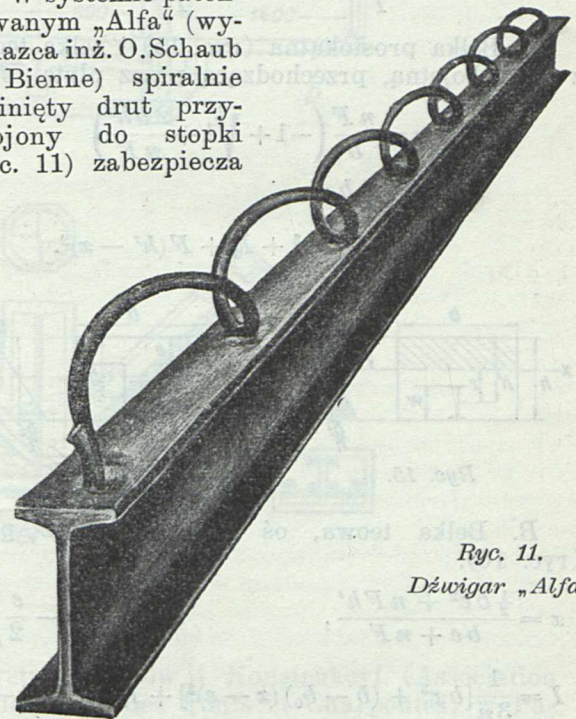
ry obetonowane jak żelbetowe i zwiększa naprężenie dopuszczalne dla stali o 33% w stosunku do konstrukcyj stalowych. Da się to uzasadnić teoretycznie: Przy próbach na złamanie dźwigary stalowe łamią się zwykle nie z powodu osiągnięcia granicy wytrzymałości wzgl. plastyczności na rozciąganie tylko przez zmiażdżenie stopki ściskanej, sfałdowanie ścianki, lub zwirzenie. — Temu wszystkiemu przeciwdziała i zapobiega beton otulający, zatem przy temsamem ciągnięciu w stopce dolnej stopień bezpieczeństwa belki stalobetonowej jest większy niż stopki ściskanej.



Ryc. 10.

Zależnie od położenia dźwigarów względem dolnej krawędzi płyty (ryc. 10) zaleca Baes żeberka przy ściance (ryc. a), ponadto na stopce (ryc. b) a wreszcie i strzemiona (ryc. c).

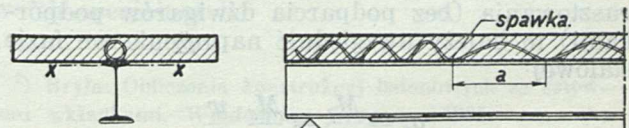
W systemie patentowanym „Alfa“ (wynalazca inż. O. Schaub z Bienne) spiralnie zwinięty drut przyspojony do stopki (ryc. 11) zabezpiecza



Ryc. 11.  
Dźwigar „Alfa“



Ryc. 12.

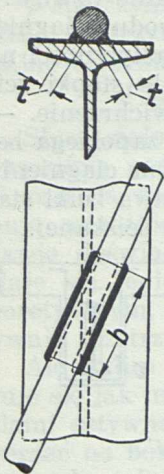


Ryc. 13.

sztynne połączenie płyty żelbetowej z dźwigarem. Dźwigar może być obetonowany (ryc. 12) lub nie (ryc. 13). Na długości największych momentów



(w środku rozpiętość) można przyspoić do dolnej stopki nakładkę. Na długości największych sił poprzecznych można zagęścić zwoje (ryc. 13). Oblicza się je na siłę ścinającą  $H = \frac{TS}{I} a$ . Prze-



Ryc. 14.

krój drutu  $\frac{H}{2k}$ . Długość spawki (ryc. 14)  $b = \frac{H}{2tk_s}$  ( $k_s$  naprężenie dop. w spawce  $\approx k:2$ ). Podobnie należy obliczać spawki żeberek (ryc. 9).

Przy obliczaniu samych dźwigarów należy przewidzieć, czy w czasie betonowania dźwigary stalowe będą podparte rusztowaniem wzgl. słupami gęsto rozstawionymi i t. p., czy też nie. W pierwszym wypadku mamy tylko fazę żelbetową, dla której stosują się wzory:

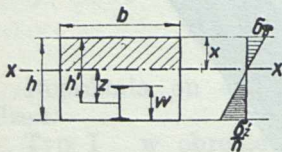
$$\sigma_o = n \frac{M}{I} x, \quad \sigma_z = \frac{M}{I} (h - x) \quad (A)$$

A. Belka prostokątna (ryc. 15) i belka teowa z osią obojętną, przechodzącą przez płytę

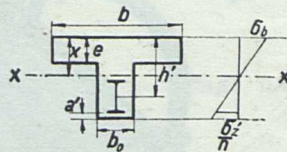
$$x = \frac{nF}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bh'}{nF}} \right)$$

$$S = \frac{1}{2} b x^2$$

$$I = \frac{1}{3} n b x^3 + I_0 + F(h' - x)^2$$



Ryc. 15.



Ryc. 16.

B. Belka teowa, oś obojętna przez płytę (ryc. 16).

$$x = \frac{\frac{1}{2} b e^2 + n F h'}{b e + n F}, \quad S = b e \left( x - \frac{e}{2} \right)$$

$$I = \frac{1}{3} n [b x^3 + (b - b_0)(x - e)^3] + I_0 + F(h' - x)^2$$

$h'$  liczy się od środka ciężkości dźwigara stalowego,

$I_0$  = jego najw. moment bezwładności,  $F$  jego przekrój. — Jeżeli dospoimy nakładkę od dołu, to środek ciężkości się obniży,  $I_0$  wzrośnie.

W drugim wypadku, t. j. gdy betonujemy bez rusztowania (bez podparcia dźwigarów podpórkami) to należy uwzględnić naprężenie we fazie stalowej

$$\sigma_g = \frac{M_g}{W_0} = \frac{M_g}{I_0} \frac{w}{2}$$

Wtedy  $M_g$  odnosi się do ciężaru, jaki działa przed stężeniem betonu (stal, beton, deskowanie, robotnicy), zaś  $M$  we wzorach (A) do obciążenia użytkowego i do tego ciężaru stałego, który przypada

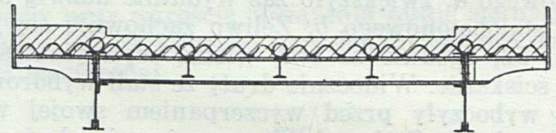
na zespół żelbetowy (już po stężeniu betonu: nad-sypa podłoga, żwirówka i t. p.). Oczywiście musi być:

$$\sigma_g + \sigma_z \leq k.$$

### Wzmocnienie konstrukcji stalowych żelbetem.

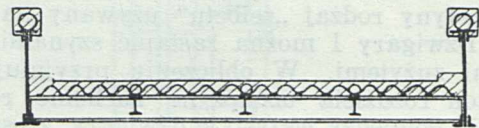
Dzięki spawaniu można ustroje stalowe zamienić na stalobetonowe, podnosząc ich wytrzymałość.

Samo tylko zastąpienie pomostu stalowego płytą żelbetową odciąża podłużnice i poprzecznice, dzięki rozłożeniu nacisków skupionych. Cóż dopiero jeżeli przedtem dospoimy zwoje (ryc. 17)



Ryc. 17.

lub t. p. Podobnie działa obetonowanie. Beton w uzwojeniu dospojonem do pasa górnego zwiększa wytrzymałość blachownic (ryc. 18). —



Ryc. 18.

Wzmocnienie to będzie jeszcze skuteczniejsze, jeżeli do pasa dolnego dospoimy druty. Ryc. 19 przedstawia wzmocnienie mostu kratowego<sup>5)</sup>. Rozszerzono go, opierając chodniki na wystającej na zewnątrz płycie. Pomost stalowy zamieniono na żelbetowy z drutami ciągnionymi i strzemiionami. W belkach kratowych pręty ściskane obetonowano i uzwojono, pręty rozciągane wzmocniono dospojeniami drutami, które beton otulający chroni i kryje. Przedtem odciążono most rusztowaniem, aby dodane, szczególnie do prętów ciągnionych, przekroje zmusić do współpracy. Pręty ciągnięte obetonowano dopiero po zdjęciu rusztowań, żeby beton uwolnić od ciągnięć z powodu ciężaru własnego.

### Zakończenie.

Emperger, oto nazwisko, które przytoczyliśmy w powyższym opisie kilkakrotnie. Ten wybitny badacz żelbetu, jeden z jego twórców, jest zarazem twórcą stalobetonu. Nie rozdziela on tych dwu pojęć, uważa się za żelbetnika, jednak mnóstwem swych wykracza poza zakres właściwego żelbetnictwa, jak je dziś rozumiemy. Badał słupy i łuki stalobetonowe, stosował do nich żeliwo i stal wyborową, uznawał je, wprowadził do Ameryki system Melana (superpozycja faz) i ustanowił prawo dodawania. Jego nazwiskiem ochrzczono słupy uzwojone z wkładką żeliwną, które zastosowano we

<sup>5)</sup> Por. Thullie: Wzmacnianie mostów żelaznych kratowych żelbetem i spawaniem. *Czasopismo Techniczne* 1930.

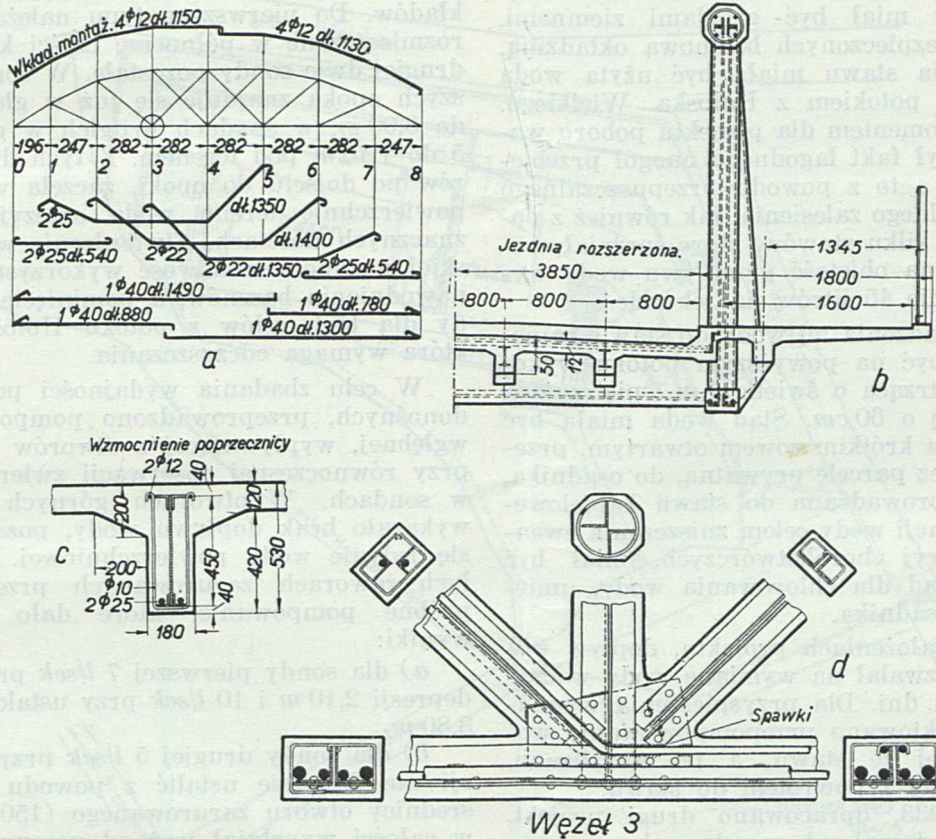


wielu niebotykach w Ameryce, gdzie je badał Mensch (Chicago)<sup>6)</sup>.

Spośród żelbetników niemieckich także Salinger nie zapoznaje w ostatnich czasach słupów stalobetonowych. Forytuje on patenty Bauer'a, których jest wiele, zdaniem Empergera zawiele. Podobnie i u kolebki żelbetu patenty hamowały postęp i rozwój, aż wygasły i żelbet stał się pełnoletni. Z twórców żelbetu należy tu wymienić Consider'a, którego żelbetowe słupy uzwojone dopiero teraz, w stalobetonie, znalazły i znajdują właściwe i zasłużone zastosowanie.

opracowywał ich teorię<sup>7)</sup>, w swoim projekcie zastosował pierwszy żeberka dla zabezpieczenia współpracy betonu z dźwigarami. Wreszcie wyraził postulat podniesienia naprężenia dopuszczalnego o 33%. Można żywić nadzieję, że za jego sprawą niedomagania przepisów odnośnie do stalobetonu zostaną usunięte, jak np. ograniczenie procentu uzbrojenia.

Konstrukcje stalobetonowe są przedmiotem coraz częstszych badań, że wymienimy tu jeszcze doświadczenia Roš'a z belkami Alfa<sup>8)</sup>. Miara znaczenia i ważności stalobetonu jest fakt, że na kongresie Międzynarodowego Stowarzyszenia To-



Ryc. 19.

Obok Empergera możemy z chlubą wymienić nestora polskich żelbetników dra Maksymiljana Thullie. Informuje on stale i dokładnie polski świat techniczny o wynikach prac zagranicznych nad słupami stalobetonowymi, analizuje je i rozwija. Jego uczeń prof. Bryła, pionier spawania łukiem elektrycznym i budownictwa szkieletowego, podszedł do stalobetonu od strony budownictwa stalowego. Zastosował torkret w niebotyku katowickim o szkielecie stalowym. Zwrócił uwagę na doświadczenia Basa w Brukseli z belkami stalobetonowymi,

<sup>6)</sup> Thullie - Chmielowiec: Doświadczenia Mensch'a ze słupami uzwojonymi z wkładkami żeliwnymi. Archiwum tow. Naukowego, 1926.

warzystwa Mostów i Konstrukcyj (Association Internationale des Ponts et Charpentes) w Paryżu 1932 poświęcono mu jedno posiedzenie. Nad referatami Santarella'i, Empergera, Hawranka i Lorban'a zabierali głos w dyskusji Campus, Saliger, Enyedi, Lévi, Kazinczy i in. A więc zarówno żelbetnicy jak i specjaliści od stali wszystkich krajów wyszli naprzeciw sobie na pogranicze swoich specjalności.

<sup>7)</sup> Bryła: Obliczenia konstrukcyj betonowych ze sztywne wkładkami. *Wiadomości Drogowe*, 1935.

<sup>8)</sup> Roš: Les constructions acier-bétonsystème Alpha, *Ossature Métallique*, 1934.



Inż. STANISŁAW SERAFIN i JAN KOWALSKI

## Budowa kąpieliska „Zamarstynów“ we Lwowie.

Drugie z rzędu kąpielisko miejskie we Lwowie usytuowane zostało na terenie przyłączonej gminy Zamarstynów, opodal drogi wiodącej do Brzechowic, w dolinie potoku Hołosko Wielkie. Zajmuje ona nisko położoną, podmokłą łąkę. Teren kąpieliska obejmuje powierzchnię około 4 ha.

Projekt pierwotny, opracowany w roku 1928, przewidywał wykonanie stawu kąpielowego o powierzchni zwierciadła wody, wynoszącej 2,22 ha, przy pojemności około 30.000 m<sup>3</sup> wody. Staw otoczony miał być groblami ziemnymi, o skarpach ubezpieczonych betonową okładziną. Dla napełnienia stawu miała być użyta woda przepływająca potokiem z Hołoska Wielkiego. Korzystnym momentem dla projektu poboru wody z potoku, był fakt łagodnego naogół przebiegu wezbrania, a to z powodu przepuszczalnego podłoża oraz silnego zalesienia, jak również z powodu istnienia kilku stawów, które sprzyjały retencji. Zmierzona objętość przepływu wody wynosiła przeciętnie 45 litrów na sekundę.

Dla doprowadzenia tej wody do stawu kąpielowego miała być na powyższym potoku wykonana śluza piętrząca o świetle 1 m, spiętrzająca normalną wodę o 60 cm. Stąd woda miała być przeprowadzona krótkim rowem otwartym, przechodzącym przez parcelę prywatną, do osadnika, a następnie wprowadzana do stawu kąpielowego. Dla sterylizacji wody celem zniszczenia ewentualnych bakterij chorobotwórczych, miał być wykonany zakład, dla chlorowania wody, umieszczony koło osadnika.

Przy tych założeniach projektu, dopływ wody z potoku pozwalał na wymianę wody w czasie około 8-miu dni. Dla przyspieszenia wymiany wody, projektowano przepompowywanie wody odpływającej ze stawu, a po sterylizacji, wprowadzanie jej z powrotem do stawu.

W roku 1933, opracowano drugi projekt, który nie odstępował od zasady poboru wody z potoku, jednakże ograniczał znacznie wymiary basenu. Zamiast stawu otoczonego groblami ziemnymi, projektowano basen o bulwarach betonowych, założony podobnie jak kąpielisko „Żelazna Woda“, składający się z dwu części: basenu kąpielowego o wymiarach 80/50 m oraz basenu pływackiego o wymiarach 75/25 m.

Przystąpiono do projektu szczegółowego. Celem dokładnego zorientowania się w jakości pokładów ziemnych na terenie przyszłego kąpieliska, a to głównie dla ustalenia sposobu fundacji bulwarów basenu, zarządzono wykonanie pięciu sond. Z tych trzy rozmieszczono w północnej, wyżej położonej części terenu, dwie zaś w części południowej i środkowej. We wszystkich przypadkach w wierconych sondach, pod mniej lub więcej grubą warstwą piasku, dochodzącą miejscami do 2 m, leży warstwa torfu znacznej grubości. W sondach górnych grubość warstwy nie przekracza 1-go metra, w sondach pozostałych dochodzi do dwóch metrów. Torf ten spoczywa na piasku ze żwirkiem, którego grubość

warstwy w sondach górnych jest mała, bo około 1-go metra, w sondach dolnych jednak wynosi od 1½ do 4-ech metrów. W sondzie wierconej w najgłębszym miejscu przyszłego basenu, znajdujemy jeszcze warstwę siwego iltu o miąższości 1,10 m. Pod tymi warstwami znajdują się pokłady opoki o różnej twardości, sięgające w głąb poniżej dowierconej głębokości 25 m, licząc od terenu. Zestawiając wyniki sondowania okazuje się, że mamy dwa zasadnicze typy ułożenia pokładów. Do pierwszego typu należą trzy sondy rozmieszczone w północnej części kąpieliska, do drugiej dwie sondy pozostałe. W sondach pierwszych opoka znajduje się już w głębokości 2,25 do 3,00 m, w sondach drugich w głębokościach 5 do 7,40 m pod terenem. Z tych drugich otworów po dojściu do opoki, zaczęła wypływać na powierzchnię terenu woda artezyjska, w dość znacznych ilościach. Stwierdzenie wody artezyjskiej nasunęło możliwość wykorzystania jej dla nawodnienia basenów, a pominięcie poboru wody dla tych celów z potoku Hołosko Wielkie, która wymaga oczyszczania.

W celu zbadania wydajności pokładów wodonośnych, przeprowadzono pompowanie wody wgłębnej, wypływającej z otworów wierconych, przy równoczesnej obserwacji zwierciadła wody w sondach. W otworach górnych łyżkowanie wykazało brak dopływu wody, poza okazaniem się jedynie wody powierzchniowej. W pozostałych otworach zarurowanych przeprowadzono próbne pompowanie, które dało następujące wyniki:

a) dla sondy pierwszej 7 l/sek przy ustalonej depresji 2,10 m i 10 l/sek przy ustalonej depresji 3,80 m,

b) dla sondy drugiej 5 l/sek przy czym depresji nie dało się ustalić z powodu zbyt małej średnicy otworu zarurowanego (150 mm), który w całości wypełniał wąż od pompy.

Powyższe wyniki pozwalały wnosić, że z trzech otworów z łatwością będzie można uzyskać objętość wody w ilości 15 do 20 l/sek czyli 1.296 do 1.728 m<sup>3</sup> na dobę. Dla potwierdzenia tych przepuszczeń wywiercono jeszcze jeden odpływ o średnicy 12" w odległości znacznej od dwu poprzednich, usytuowanej we wschodniej części terenu. Dodatkowe pompowanie wykazało, że w wywierconej studni przy pompowaniu 8 l/sek powstała depresja 3,50 m. Wynik tych badań zdecydował o tem, że wodę dla napełnienia basenów będzie się pobierać z tych trzech studzien artezyjskich, z pominięciem pierwotnego projektu nawodnienia.

Niezależnie od wykrycia wody artezyjskiej na terenie przyszłego kąpieliska, rozpatrywane były jeszcze inne możliwości, zmierzające do zwiększenia dopływu czystej wody do basenów. Na terenie granicy Hołoska Wielkiego w odległości około 500 m, na zachód od kąpieliska, znajdują się obfite źródła o wydajności 15 do 20 l/sek, zasilające następnie swym dopływem



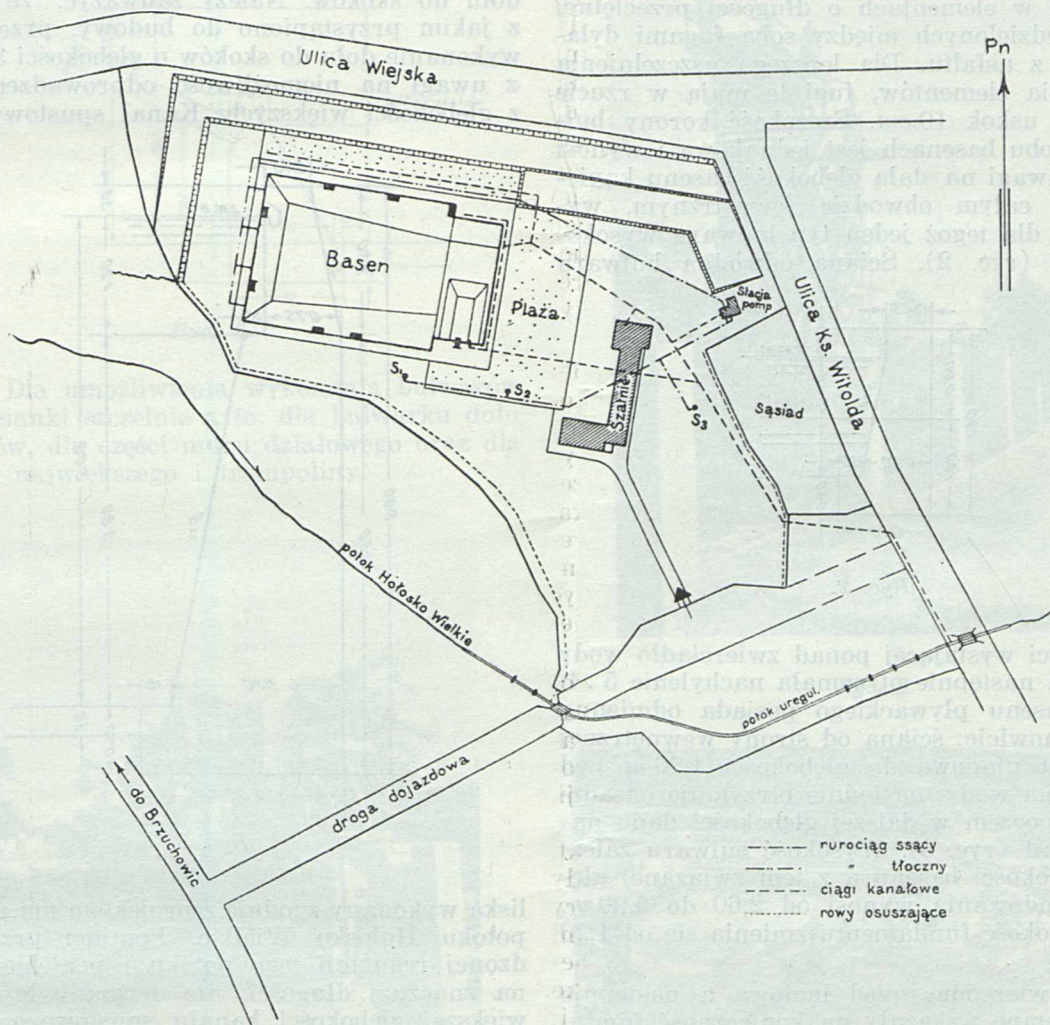
potok Hołosko Wielkie. Przy źródłach woda ta jest pobierana przez mieszkańców Hołoska z najbliższego otoczenia. Nie mniej jednak bardzo wielka ilość czystej wody źródlanej odpływa bezużytecznie do potoku. Można zatem wykonać odpowiednie ujęcie tych źródeł, któreby umożliwiły mieszkańcom dalsze korzystanie z wody, nadmiar zaś może być odprowadzony rurociągiem grawitacyjnym, długości około 500 m do basenu kąpieliska. Sprawa ta wymaga dokładnych badań i studjów, które powinny być przeprowadzone w dalszych etapach rozbudowy kąpieliska.

1. basen kąpielowy o długości 75 m, szerokość 60 m zatem o powierzchni zwierciadła wody 4.500 m<sup>2</sup>;

2. basen pływacki dla celów sportowych o długości 50 m, szerokość 20 m czyli powierzchni 1.000 m<sup>2</sup>.

Przyjmując dla kąpiącego się w basenie płytkim 2 m<sup>2</sup>, zaś dla pływającego w basenie głębokim 4 m<sup>3</sup>, otrzymamy przy możliwie największym wykorzystaniu miejsc, ilość osób korzystających z kąpeli:

|                            |            |
|----------------------------|------------|
| w basenie kąpielowym . . . | 2.200 osób |
| w basenie pływackim . . .  | 500 osób   |



Ryc. 1.

Przechodząc do omówienia samego kąpieliska należy zauważyć, że w związku ze sposobem poboru wody ze studzien artezyjskich, zmieniono założenie basenów oraz ich wymiary w tym celu, aby wywiercone studnie znalazły się o ile możliwości zdala od basenów. Zachodziła bowiem obawa, że przy pompowaniu wody ze studzien, po wywołaniu znacznej depresji, woda z nieszczelnego basenu uchodzić będzie w głąb pokładów. Basen założono w położeniu równoległym do linii regulacyjnych ulicy Wiejskiej w odległości 37 m od granicy północnej kąpieliska (ryc. 1). Podzielony został na dwie części, łączące się bezpośrednio ze sobą, a to:

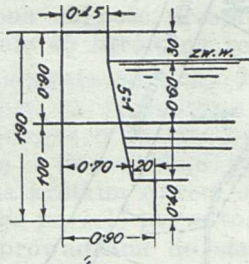
razem 2.750 osób. W ciągu dnia, przy 4-rotnej zmianie kąpiących się i przy założeniu przebywania we wodzie maksimum 2 godziny, ilość korzystających z kąpeli może wynosić 11.000 osób.

Baseny zostały oddzielone od siebie murem działowym, sięgającym do wysokości dna basenu kąpielowego, który następnie został jedynie zamarkowany słupkami wznoszącymi się ponad zwierciadłem wody w odstępach osiowych 2,80 m i biegnącą między nimi barjerą z rur żelaznych  $\phi$  2". Basen kąpielowy otrzymał głębokość jednakową wzdłuż bulwarów (północny, zachodni i południowy) zewnętrznych, wynoszącą 60 cm.



Głębokość ta wzrasta ku osi podłużnej basenu do 1-go m, oraz w kierunku muru działowego, osiągając na osi podłużnej basenu przy murze działowym głębokość największą 1,20 m. Basen pływacki posiada głębokość zasadniczo 1,50 m do 2 m z tem, że dół do skoków, który według projektu miał mieć 3 m głębokości, otrzymał w czasie budowy głębokość 5 m dla umożliwienia skoków z wysokości 10 m.

Baseny wykonano zasadniczo z betonu niezbrojonego, jedynie tylko słupki muru działowego oraz głowice bulwaru basenu pływackiego są zbrojone wkładkami  $\phi 8$  i  $\phi 6$  mm. Bulwary wykonane są w elementach o długości przeciętnej 10 m, przedzielonych między sobą fugami dylatacyjnymi z asfaltu. Dla lepszego uszczelnienia i połączenia elementów, fugi te mają w rzucie poziomym uskok 10 cm. Szerokość korony bulwarów w obu basenach jest jednakowa i wynosi 45 cm. Z uwagi na stałą głębokość basenu kąpielowego na całym obwodzie zewnętrznym, wykształcono dla tegoż jeden typ bulwaru wysokości 1,90 m (ryc. 2). Ściana odwodna bulwaru



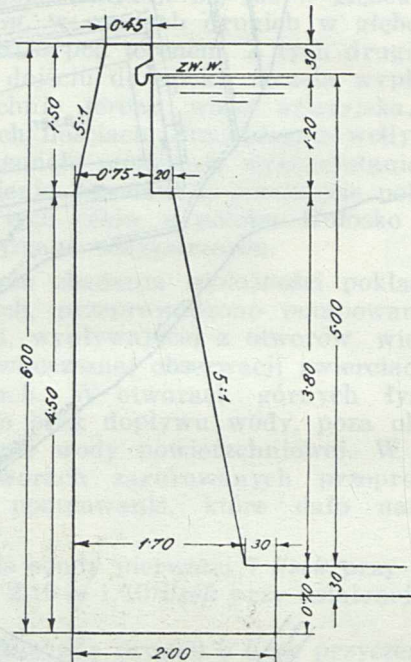
Ryc. 2.

jest w części wystającej ponad zwierciadło wody pionowa, a następnie otrzymała nachylenie 5 : 1. Bulwar basenu pływackiego posiada odmienny typ a mianowicie: ściana od strony wewnętrznej basenu jest pionowa do głębokości 1,20 m pod zwierciadłem wody, następnie otrzymuje odsadzkę 20 cm, poczem w dalszej głębokości dano nachylenie 5 : 1 (ryc. 3). Wysokość bulwaru zależy od głębokości basenu a z tem związanej głębokości fundowania wynosi od 2,60 do 5,90 m, a stąd szerokość fundamentu zmienia się od 1,20 do 2 m.

Sondy wiercone przed budową a następnie wykopy ziemne wskazały na konieczność fundowania bulwarów na pilotach, albowiem warstwy nośne znajdują się w głębokości poniżej 3,50 m. Przyjęto jako wystarczające (po przeliczeniu) bicie pali drewnianych o średnicy przeciętnej 20 cm, w dwu rzędach w odstępnie osiowym 50 do 60 cm zależnie od szerokości fundamentu. Odstęp osiowy pilotów, mierzony wzdłuż bulwaru wynosi 60 cm.

Podczas wykonywania wykopów pod fundamenty północnego bulwaru basenu kąpielowego, natrafiono na większą ilość wody gruntowej, wydobywającej się z pokładu piasku zwirowego, a utrudniającej wykonanie bulwaru. Celem odprowadzenia tych wód, oraz zabezpieczenia budowli od podmycia, założono między pilotami sączek z kamienia łamanego i żwirku z drenami w pośrodku. Stosunki wodne, jakie zaistniały

w czasie wykonywania basenu utrudniały w wysokim stopniu budowę basenu i zmuszały do stosowania kosztownych środków ochronnych i zapobiegawczych. Do tych należało założenie pod przyszłym dnem basenu kąpielowego całej sieci sączków, które odprowadzają wody z gęsto rozmieszczonych źródełek do basenu pływackiego. Tam w osi basenu założono główny zbieracz z rur betonowych  $\phi 20$  i  $\phi 30$  cm, które wpuszczono do najniższej części basenu t. j. do dołu do skoków. Szczególnie ciężkie warunki były przy wykonywaniu czołowego bulwaru basenu pływackiego, fundowanego na głębokości 6 m, oraz dołu do skoków. Należy zauważyć, że projekt z jakim przystąpiono do budowy, przewidywał wykonanie dołu do skoków o głębokości 3 m, a to z uwagi na niemożliwość odprowadzenia wód z głębokości większych. Kanał spustowy kąpie-



Ryc. 3.

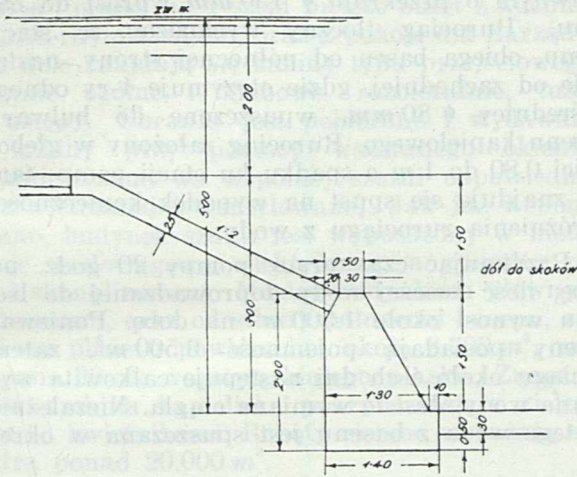
liska wykonany zgodnie z projektem ma ujście do potoku Hołosko Wielkie. Pomimo przeprowadzonej regulacji tego potoku i pogłębienia dna na znacznej długości, nie można było uzyskać większej głębokości kanału spustowego kąpieliska. W czasie budowy zmieniono projekt w tym kierunku, że dół do skoków uzyskał 5 m głębokości dla skoków 10-io m, przyczem woda z pozostałej głębokości poniżej kanału spustowego, była w czasie budowy, i będzie, w razie czyszczenia basenu, przepompowywana do kanału spustowego.

Dół do skoków obudowany został murem oporowym wysokości 2 m, którego ściana od wewnątrz basenu otrzymała nachylenie 2 : 1, podytowane względami statycznymi. Na głowicy tego bulwaru wspiera się płyta betonowa grubości 25 cm, o łagodnym pochyleniu 1 : 2 (skarpy boczne) względnie 1 : 3 (skarpy tylna), doprowadzona do dna basenu pływackiego. Wymiaru dołu do skoków są następujące: na dnie szerokość 7,40 m, długość 18,80 m, zaś w płaszczyźnie dna



basenu 16 m na 24,50 m. Dno dołu utrwalone zostało płytą betonową grubości 30 do 40 cm (ryc. 4).

Napływ wód wglebnych przy wykonywaniu dołu do skoków był tak znaczny, że do przepompowywania tych wód do kanału spustowego, użyto dwu pomp o wydajności łącznej około



Ryc. 4.

30 l/sek. Dla umożliwienia wykonania bulwarów zabito ścianki szczelnie a to: dla bulwarku dołu do skoków, dla części muru działowego oraz dla bulwaru największego i trampoliny.

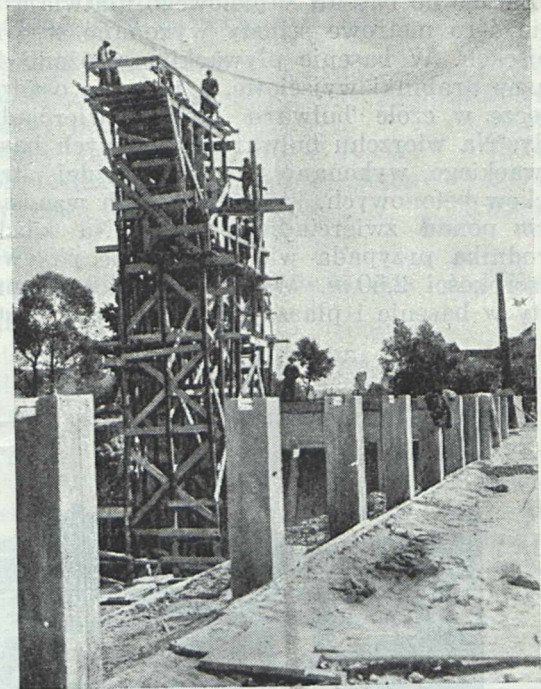


Ryc. 5.

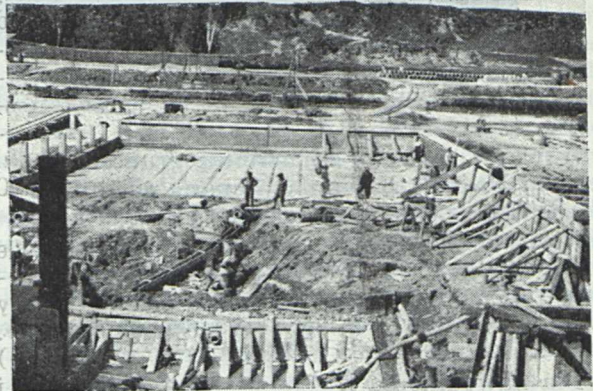
Część środkowa bulwaru czołowego o długości 4-ech metrów, tworzy monolit z wzniesioną nad nim trampoliną, przyczem fundament tego elementu, został zwiększony do wymiarów 4 m na 4,30 m i wykonany na 49 pilotach drewnianych  $\phi$  20 cm. Wieża posiada trzy płaszczyzny do

skoków na wysokości 10 m, 5 m i 3 m ponad zwierciadłem wody w basenie. Na wysokości 3 m zmontowano sprężystą deskę do skoków. Cała konstrukcja wykonana w żelazobetonie (ryc. 5 i 6), a trzon jej stanowi słup o wymiarach 0,70 na 1,20 m; wymiary poszczególnych płaszczyzn są:

|                             |                        |
|-----------------------------|------------------------|
| na wysokości 10 m . . . . . | 5,20 m $\times$ 2,10 m |
| na wysokości 5 m . . . . .  | 5,00 m $\times$ 2,00 m |
| na wysokości 3 m . . . . .  | 4,40 m $\times$ 2,65 m |



Ryc. 6.



Ryc. 7.

Są to płyty wspornikowe zakotwiczone w słupie. Poszczególne poziomo połączone schodami żelazno-betonowymi, z poręczami z rur żelaznych.

Dno obu basenów zostało wyłożone płytami betonowymi ubijanymi na miejscu, o wymiarach  $3 \times 3$  m względnie  $1,50 \times 1,50$  m w północnej połowie basenu), ze względu na możliwość większych ruchów wodonośnego podłoża. Płyty o grubości 15 cm spoczywają na 10-io cm podsypce z piasku. Fugi między poszczególnymi elementa-



mi, o szerokości 1—2 *cm* zalano asfaltem — 5.260 *mb* — (ryc. 7).

Słupki muru działowego wykonano z betonu zbrojonego wkładkami  $\phi$  6 i  $\phi$  8 *mm*, łączonych strzemionkami. Z trzech stron basenu pływakiego założono w głowicy bulwarów krawędzie przelewowe, przez które woda wraz z zanieczyszczeniami powierzchniowymi dostaje się do rynien przelewowych, a stamtąd rurami betonowymi, założonymi wzdłuż bulwarów, spływa do kanału spustowego kąpieliska.

Zejsście do basenu kąpielowego ułatwiają szerokie 4-ro metrowe schody wykonane w 7-miu miejscach. W basenie pływakim założono 4-ry żelazne drabinki wyjściowe, a ponadto osadzono poręczę w czole bulwaru ponad zwierciadłem wody. Na wierzchu bulwarów czołowych basenu pływakiego, wykonano po 8 z każdej strony klocków betonowych, których wierzch wznosi się 75 *cm* ponad zwierciadłem wody. Na każdego zawodnika przypada więc w basenie pas wody o szerokości 2,50 *m*. Wszystkie widoczne przepusty w basenie i płaszczyzny bulwarów zostały

(20 *l/sek*), przy ogólnej wysokości tłoczenia 7 *m*, sprzęgnięte bezpośrednio z silnikami elektrycznymi napędowymi o mocy 3,5 *KM*, dla prądu zmiennego trójfazowego 220 *Volt*. Czynna jest zawsze tylko jedna z pomp, druga służy jako rezerwa. Woda ssana przez pompy ze studzien artezyjskich, jest następnie tłoczona rurociągiem żeliwnym o przekroju  $\phi$  150 *mm* wprost do basenu. Rurociąg tłoczny wychodząc ze stacji pomp, obiega basen od północnej strony, następnie od zachodniej, gdzie otrzymuje 4-ry odnogi o średnicy  $\phi$  80 *mm*, wpuszczone do bulwaru basenu kąpielowego. Rurociąg założony w głębokości 0,80 do 1 *m* o spadku ku stacji pomp; tam też znajduje się spust na wypadek konieczności opróżnienia rurociągu z wody.

Przyjmując czas pracy pompy 20 *godz.* na dobę, ilość świeżej wody doprowadzanej do basenu wynosi około 1.500 *m*<sup>3</sup> na dobę. Ponieważ baseny posiadają pojemność 6.500 *m*<sup>3</sup>, zatem w ciągu około 4-ch dni następuje całkowita wymiana wody. Jest to wymiana ciągła. Niezależnie od tego woda z basenu jest spuszczana w okre-



Ryc. 8.

wyprawione zaprawą cementową grubości około 2-ch *cm*. Dookoła basenu wykonano chodnik szerokości 3 *m* z płyt betonowych 1 *m*  $\times$  1 *m* grubości 10 *cm*, ubijanych na miejscu, chodnik bowiem układany z gotowych płyt betonowych stosowanych w ulicach jest droższy, a mniej przyjemny dla chodzących boso. Powierzchnia tego chodnika wynosi około 1.200 *m*<sup>2</sup> (ryc. 8).

Dla nawodnienia basenów — jak już wspomniano — pobiera się wodę z 3-ch studzien artezyjskich. Otwory wiertnicze po wykonaniu sond zarurowano do głębokości warstw wodonośnych a następnie obudowano, wykonując komory kontrolne. Studnie te następnie połączono rurociągiem ssącym z rur żeliwnych o średnicy od 100 do 200 *mm*, a ten doprowadzono 2-ma odnogami o średnicy  $\phi$  80 *mm* do budynku stacji pomp. Rurociąg założono w głębokości od 1,50 do 2 *m* pod terenem, ze spadkiem do studzien (punkt najwyższy w stacji pomp) dla ułatwienia odpowietrzenia. W budynku zainstalowano dwie pompy odśrodkowe, o wydajności po 72 *m*<sup>3</sup>/*godz.*

sach kilkutygodniowych, w zależności od ruchu kąpiących się, dla gruntownego odczyszczenia basenów. Ilość wody pobieranej z poszczególnych studzien artezyjskich, można regulować przy pomocy zasuw, znajdujących się na rurociągu przy każdej studni. Dla odprowadzenia wody artezyjskiej ze studzien, przelewającej się przez wierzch rur wiertniczych, w czasie gdy pompy nie pracują, wykonano kanały odwadniające, łączące komory betonowe z kanałem spustowym kąpieliska.

Ponad stacją pomp znajduje się w tym samym budynku mieszkanie dla dozorcę, a na drewnianej wieży wzniesionej ponad całym budynkiem, umieszczono żelazny zbiornik o pojemności 7,5 *m*<sup>3</sup>, zasilający mieszkanie dozorcę oraz cały budynek szatni, a więc kuchnię, bufet, tusze, ustępy i t. d. Zbiornik ten jest zasilany wodą ze studzien, tłoczoną temi samymi pompami odśrodkowymi, która następnie grawitacyjnie jest doprowadzana przy pomocy rurociągu 2" do budynku stacji pomp i szatni. Ponadto dla zala-



nia głównego rurociągu ssącego, zmontowano rurociąg 5/4" z ręczną pompą skrzydłową, pobierającą potrzebną do zalania wodę ze studni artezyjskiej Nr. 3.

Budynek główny kąpieliska został wzniesiony w niedalekiej odległości od basenu. Budynek jest drewniany, o powierzchni zabudowania 650 m<sup>2</sup>, mieści na 1-szem piętrze bufet z kuchnią z obszernym tarasem, oraz 2 pokoje dla Zarządu. Na dole znajdują się kabiny typu przejściowego, szatnie ogólne i klubowe, rozbieralnie, tusze i ustępy. Ubranie jest pobierane i wydawane z kabiny przy pomocy wsuwanego okienka i umieszczane we wspólnej szatni odpowiednio przewietrzanej i wentylowanej. Jak już wspomniano, budynek szatni jest wyposażony w instalację wodociągową, elektryczną, a ponadto został skanalizowany. Między budynkiem głównym a basenem, oraz od strony północnej basenu, założono plażę o powierzchni około 3.700 m<sup>2</sup>, wysypane 20 cm warstwą białego piasku. Znaczna powierzchnia kąpieliska pokryta została zieleńcami i kwietnikami. Roboty ziemne wyrażają się cyfrą ponad 20.000 m<sup>3</sup>.

Do robót niezwiązanych bezpośrednio z projektem, należy wykonanie szeregu rowów osuszających teren kąpieliska jako też gruntu przyległego. Dla uzyskania dostatecznej głębokości kanału, przełożono i uregulowano potok Hołosko Wielkie, przyczem trasę jego podsunęto pod południową granicę parcel należących do gminy Lwowa. Dla pokonania wielkich spadów na potoku, wykonano 5 stopni betonowych wysokości 3×0,50 m oraz 2×0,80 m. Dno potoku ubezpieczono płotkami.

Komunikację z kąpieliskiem umożliwia droga dojazdowa długości około 250 m, o szerokości 8 m, o nawierzchni żwirowej.

Wszystkie roboty, z wyjątkiem budynków, robót monTERSkich, asfaltowych i trampoliny, wykonano w Zarządzie własnym, przyczem roboty betonowe w czasie od 1-go czerwca do 15-go września 1934 r. Kąpielisko Zamarstynów, dające duże możliwości miłośnikom sportu pływackiego, ma wszelkie dane ku temu, aby stać się ośrodkiem życia sportowego Lwowa.

Budowę rozpoczęto dnia 20 stycznia 1934 r., ukończono dnia 29 września 1934 r.

Ogółem wykonano:

|                                      |                       |
|--------------------------------------|-----------------------|
| 1. roboty ziemne . . . . .           | 20.500 m <sup>3</sup> |
| 2. roboty betonowe . . . . .         | 1.950 m <sup>3</sup>  |
| 3. roboty kanał. (φ 20 do φ 40 cm)   | 730 m <sup>3</sup>    |
| 4. rob. brukarskie — chodniki, beton | 1.200 m <sup>3</sup>  |
| 5. wyprawa ścian betonowych . . .    | 3.500 m <sup>3</sup>  |

ulożono:

|                                       |                    |
|---------------------------------------|--------------------|
| 6. rurociągi żelazne φ 200 do 80 mm   | 570 mb             |
| zabito:                               |                    |
| 7. ściankę szczelną o powierzchni . . | 660 m <sup>2</sup> |
| 8. piloty drewniane φ 20 do φ 25 cm   | 1.400 szt.         |

Koszt całkowity wykonania robót: 360.000 zł.

Projekt kąpieliska został opracowany w całości w Wydziale III Technicznym Zarządu Miejskiego we Lwowie, przez Inż. Józefa Mostowskiego i Jana Kowalskiego. Projekt budynku oraz trampoliny opracował Inż. Tadeusz Karasiński, obliczenia statyczne trampoliny Stanisław Dułęba. Kierownikiem budowy był Inż. Józef Mostowski.

## Recenzje i krytyki

**Podręcznik Inżynierski w zakresie inżynierji lądowej i wondej.** Redaktor naczelny: Prof. Dr. Inż. Stefan Bryła. Lwów — Warszawa, Nakładem Księgarni Polskiej B. Połonieckiego. 4 tomy.

Z ukazaniem się w bieżącym roku IV-go i ostatniego tomu „Podręcznika Inżynierskiego“, wydawnictwo to, zainicjowane przed 16-tu laty, którego pierwszy tom wyszedł z druku okrągle 10 lat temu, zostało ukończone. Tylko ci, którzy mieli sposobność doświadczenia osobiście trudności jakie się piętrzą w obecnej dobie przed śmiałkiem, podejmującym naukowe wydawnictwa, są w stanie zrozumieć, dlaczego aż tylu lat trzeba było aby doprowadzić dzieło do końca; tylko ci potrafią ocenić w pełni wartość i wielkość wysiłków Inicjatora i Redaktora naczelnego tego wydawnictwa.

Podręcznik ten, wspólne dzieło kilkudziesięciu autorów, z których każdy wybitnie reprezentuje opracowany przez się dział techniki, odbiegł znacznie od zagranicznych pierwowzorów tak pod względem planu, układu i zakresu, jak pod względem sposobu opracowania poszczególnych rozdziałów. Podczas gdy podobne wydawnictwa zagraniczne rozpoczynają się szablonowo częścią matematyczną, po której idą kolejno rozdziały poświęcone innym naukom pomocniczym, a dopiero potem następuje to, co jest najważniejszą, właściwą treścią podręcznika, w dziele omawianem widzimy zerwanie

z tą tradycją. „Podręcznik Inżynierski“ zawiera tylko nauki inżynierskie, przyczem rozdziały teoretyczne, jak mechanika, statyka, pojawiają się dopiero w drugim tomie. Jakoż rzeczywiście, dawny układ takich wydawnictw nie odpowiadał jakimś istotnym potrzebom, następstwo rozdziałów nie było dyktowane jakimś planem ideologicznym, ale było po prostu wzorowane na następstwie przedmiotów naukowych w programach szkolnych.

To, że Redakcja „Podręcznika“ była do pewnego stopnia skrepowana kolejnością, w jakiej poszczególni współpracownicy nadsyłali swe rękopisy, nie wpłynęło ujemnie na układ podręcznika. Technika w swym nieustannym procesie rozwoju wylamuje się z nakładanych jej ram klasyfikacyjnych, które dlatego nie mogą być ani trwałe, ani — nawet częściowo — doskonałe. Kosztem pewnej przypadkowości w układzie została pozyskana za to bardzo cenna zaleta „Podręcznika“, a mianowicie to, że jest on *up to date*. We wszystkich ważnych działach inżynierji, doprowadzono podręcznik do poziomu chwili obecnej, zaleta, której nie można dość silnie zaakcentować.

Poszczególne tomy „Podręcznika Inżynierskiego“ były już — w miarę ich ukazywania się — omawiane wyczerpująco. Tom IV-ty, zasługuje aby cały szereg jego rozdziałów znalazł swych recenzentów-specjalistów. Głównym celem niniejszej notatki jest zwrócenie uwagi na fakt szczęśliwego doprowa-



dzenia do końca wydawnictwa, z którego cały nasz stan inżynierski dumnym być może. Po dwakroć dumną powinna być jednak społeczność inżynierska Lwowa, miasta, które dostarczyło połowy współpracowników do sztabu redakcyjnego. Osobne uznanie należy jest firmie wydawniczej „Księgarnia Polska“ B. Połonieckiego we Lwowie, która z podziwu godną wytrwałością wydawnictwo kontynuowała i do końca doprowadziła w czasach wyjątkowo trudnych. W. A.

## Kronika techniczna

**Zjazd Inżynierów Budowlanych w Katowicach.** Jak już poprzednio pisaliśmy, II Zjazd Inżynierów Budowlanych odbędzie się w Katowicach w dniach 15—17 lutego b. r. Trzeci dzień poświęcony będzie na wycieczki techniczne. W Zjeździe mogą wziąć udział wszyscy, których interesują konstrukcje inżynierskie ze stali i żelbetu oraz statyka, będące jak wiadomo tematem 40 referatów zjazdowych. Referaty są już wydrukowane i rozesłane tym, którzy zgłosili uczestnictwo w Zjeździe. Dla przyjezdnych zapewniono w Katowicach tanie kwatery i utrzymanie. Dotychczasowa liczba blisko 300 zgłoszonych zapowiada, że Zjazd ten uda się w całej pełni i stanie się prawdziwą manifestacją polskiej nauki w zakresie konstrukcji inżynierskich.

**Wystawa kolejowa w Norymberdze;** otwarta w połowie lipca 1935, ku upamiętnieniu stulecia kolei niemieckich, należała do bardzo udatnych przedsięwzięć, urządzonych pod hasłem poszukiwania nowych dróg i konieczności postępu kolejnictwa, któremu zabrano monopol przewozowy.

Wystawę podzielono na dwanaście działów: historyczny, wojenny, ruchu osobowego i towarowego, przewozowy, spraw osobowych i humanitarnych, nawierzchni, mostów, warsztatów, elektryfikacji, samochodowy i propagandy państwowej.

W dwóch osobnych halach pomieszczono 48 okazów taboru historycznego i czynnego, ponadto 16 jednostek taboru do specjalnych celów, jak dźwigi, zbiorniki do polewania torów, wagony pomiarowe, do układania szyn i rozjazdów i t. p. Bogatym był dział silników spalinowych Diesla i niektórych osobliwości lokomotyw elektrycznych. Na torach zew-

nętrznych urządzono pokaz z działu nawierzchni i ubezpieczenia pociągów. Do terenu wystawy nawiązano tory doświadczalne.

## Sprawy Towarzystwa

**Zwyczajne Walne Zgromadzenie Członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie** odbędzie się we środę dnia 25 marca 1936 r. o godz. 17-tej (5 po południu) w lokalu Towarzystwa ul. Zimorowicza l. 9, z następującym porządkiem obrad:

1. Odczytanie protokołu Walnego Zgromadzenia z dnia 22. V. 1935.
2. Sprawozdanie Wydziału Głównego z działalności Towarzystwa.
3. a) Sprawozdanie kasowe.  
b) Sprawozdanie Komisji Rewizyjnej.
4. Sprawozdanie Redakcji „Czasopisma Technicznego“.
5. Wybory:
  - a) 2 Wiceprezesów (na 2 lata),
  - b) 8 członków Wydziału na 2 lata,
  - c) 1 członka Wydziału na 1 rok,
  - d) 5 członków Komisji Rewizyjnej,
  - e) 15 członków Sądu Honorowego,
  - f) 18 członków Sądu Polubownego.
6. Wnioski Wydziału Głównego.
7. Wnioski członków.

W razie braku kompletu na tem zebraniu o godz. 17-tej, odbędzie się tego samego dnia, t. j. 25-go marca 1936 r. o godz. 18-tej (6 wieczorem) w tym samym lokalu drugie Walne Zgromadzenie z tym samym porządkiem obrad, którego uchwały będą ważne bez względu na liczbę obecnych.

Wnioski Oddziałów lub pojedynczych członków na to Walne Zgromadzenie winne być w myśl § 14-go lit. f Statutu Towarzystwa przedstawione pisemnie na ręce Wydziału Głównego przynajmniej na 2 tygodnie przed terminem Walnego Zgromadzenia, t. j. do dnia 11 marca 1936 r.

Wydział Główny:

Inż. Zygmunt Marynowski  
Sekretarz.

Inż. Stanisław Rybicki  
Prezes.

TREŚĆ: Od Redakcji. — Prof. A. Kuryłło: Niektóre konstrukcje żelbetowe gmachu kurji biskupiej w Katowicach. — Inż. Wojciech Pogány: Uwagi o skurczu i pęcznieniu betonu. — Inż. Józef Fels i Inż. Władysław Hanna: Tablice do obliczania płyt ciągłych krzyżowo zbrojonych metodą Marcusa. — Doc. Dr. Inż. Alfons Chmielowiec: Na pograniczu żelbetu i stali. — Inż. Stanisław Serafin i Jan Kowalski: Budowa kąpieliska „Zamarstynów“ we Lwowie. — Recenzje i krytyki. — Kronika techniczna. — Sprawy Towarzystwa.

Ceny ogłoszeń jednorazowych:

$\frac{1}{2}$  str. zł. 240;  $\frac{1}{3}$  str. zł. 140  
 $\frac{1}{4}$  „ „ 80;  $\frac{1}{8}$  „ „ 50  
 $\frac{1}{16}$  „ „ 30;  $\frac{1}{32}$  „ „ 20

Ogłoszenia na miejscach uprzywilejowanych, specjalnie rezerwanych o 25% drożej.

Adres Redakcji i Administracji:  
Lwów, ul. Zimorowicza l. 9.

Telefon Redakcji 226—60. Telefon Redaktora 117—75. Konto P. K. O. 151,857.

Prenumerata w kraju: rocznie zł. 32; kwartalnie zł. 8.

Cena pojedynczego zeszytu zł. 1.60.

Przy ogłoszeniach powtarzanych udziela się następujących opustów:

|               |               |
|---------------|---------------|
| 2-krotnie 10% | 3-krotnie 12% |
| 4- „ 15%      | 6- „ 20%      |
| 10- „ 25%     | 12- „ 30%     |
| 18- „ 40%     | 24- „ 50%     |

Dla ogłaszających się stale, zmiany w tekstach ogłoszeń są bezpłatne