

# PRZEGLĄD BUDOWLANY

TRESC

DZIAŁ TECHNIKI BUDOWLANEJ MUZEUM  
P. I T. — TEORETYCZNA I RZECZYWISTA  
NOSNOŚĆ ELEMENTÓW ŻELBETOWYCH,  
D R. I N Ż. B R. B U K O W S K I.  
— ŻELBETOWE MOSTY O WIELKICH ROZ-  
PIĘTOŚCIACH NA KONGRESIE BERLIŃSKIM,  
I N Ż. D R. A. C H M I E Ł O W I E C.  
— NIEKTÓRE ZAGADNIENIA TEORETYCZNE  
Z DZIEDZINY STATYKI NOWOCZESNYCH  
USTROJÓW ŻELBETOWYCH NA KONGRE-  
SIE BERLIŃSKIM, D R. I N Ż. W. O L -  
S Z A K. — PRZEGLĄD WYDAWNICTW. —  
NIEDYSKRECJE BUDOWLANE. — ŻYCIE  
BUDOWLANE. — CENY MAT. BUD. — USTA-  
WODAWSTWO I ORZECZNICTWO. — WY-  
KAZY ZATW. BUDOWLI. — Z REJESTRU  
FIRM. — BIULETYN POLSKIE-  
G O Z W. I N Ż. B U D. — P R Z E -  
G L A D C E R A M I C Z N Y.

## SOMMAIRE

LE BÂTIMENT AU MUSÉE DE L'INDUSTRIE  
ET DE LA TECHNIQUE. — LA TEORETIQUE  
ET LA RÉELLE PORTABILITÉ DES ÉLE-  
MENTS EN BÉTON ARMÉ PAR B. B U -  
K O W S K I, D R. I N G. — LES PONTS  
EN BÉTON ARMÉ À GRANDE PORTÉE AU  
CONGRÈS DE BERLIN PAR A. C H M I E -  
L O W I E C D R. I N G. — QUELQUES  
QUESTIONS TEORETIQUES DANS LE DO-  
MAINE DE LA STATIQUE DES NOUVEAUX  
CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ AU CON-  
GRÈS DE BERLIN PAR W. O L S Z A K  
D R. I N G. — LA REVUE DES PUBLICA-  
TIONS. — LES INDISCRÉTIONS. — NOTRE  
VIE. — LES PRIX DES MATÉRIAUX. — LA  
LEGISLATION ET LA JURISPRUDENCE. —  
LA REVUE DE L'INDUSTRIE  
DE LA BRIQUE. — LE BULLE-  
TIN DES INGÉNIEURS CON-  
STRUCTEURS.

ZESZYT

3

ORGAN STOWARZY-  
SZENIA ZAWODOWEGO  
PRZEMYSŁOWCÓW BU-  
DOWLANYCH R.P. I DELE-  
GACJI STAŁEJ Z.P.B. R.P.

ROK IX

WARSZAWA 25/III 1937

Fabryka Materiałów Budowlanych

## „IZOLACJA”

Warszawa, Hoża 55, tel. 8.55.58

Materiały przeciw wilgoci i wodzie zaskórnej. Preparaty odgrzybiające i impregnujące. Zimne bitумы. „Murosan”. — „Linka”. — „Rapidol”. — „Fluat C”. — „Fluat K”. — „Fluat D”. — „Azbetol”. — „Asfaltina”. — „Xylosan”. — „Ogniochron”.

Płyty okładzinowe „Emalit” — „Marmorit”.

Wykonywanie wszelkich robót, wchodzących w zakres izolacji i odgrzybiania. Krycie dachów i tarasów. Własna fabryka.

Materiały patentowane.

## IZOLACJE korkowe

AQUISOL „C” i „S” powszechnie znany środek uszczelniający beton i emulsja wodochronna

IMPREGNOLINA. — ŻELAZOL. — LIGNOASFALT.

Wyrobiana wyłącznie przez nas pał. do krycia i izolacji dachów, tarasów, mostów i t. p.

## BITUMINA

Wszelkie roboty z zakresu izolacji, asfaltowania, krycia dachów, odwadniania i odgrzybiania budowli.

Rok założ. Fabryka materiałów izolacyjnych 1909

Grand Prix

15 złotych

medali.

## „ORŁOROG”

(Inż. Jan Rogowicz i S-ka)

W-wa, Zorząd Pl.Trz. Krzyży 13 Tel. 9.81-23

## Biuro Techn. — Budowlane Inż. J. Szmigielski i S-ka

Warszawa, Ś-ło Krzyska 16, tel. 657-92

Bezpłatna poradnia w sprawach odwilgocenia, osuszania i odwodnienia budynków i mieszkań.

Wykonywanie wszelkich robót hydroizolacyjnych.

Sprzedaż produktów uszczelniających i izolacyjnych światowych firm (Tricosal, Tricosal S III, Fluat, Acosal i t.p.)



## PUDŁO działa bez zawodu

Światowej sławy środek wodoszczelny, zbadany i używany przez Rządy:

ANGIELSKI, HISZPAŃSKI i JAPOŃSKI posiada na składzie:

**T A D E U S Z S A D Ł O W S K I**

Warszawa, pl. Grzybowski 3/5 tel. 652-04

## WARSZAWSKA FABRYKA IZOLACJI WŁ. WIERUSZ-KOWALSKI i S-ka

**IZOLACJE KORKOWE** do celów budowlanych, termicznych, chłodniczych i akustycznych i t. p.

**BITUMFILC** — pokrycie dachowe filcowe bitumiczne.

**„MUROCHRON” i „ANTIHYDOR”** — środki uszczelniające beton, tamujące wodę, przeciw wilgoci i t. p.

**LIGNOSAN** — środki grzybobójcze. Przetwory bitumiczne, asfalty.

W A R S Z A W A, Dworska 14/16  
Telef. 535-12 i 201-46.

## „SUPREMA”

Płyty budowlane do ścian działowych i izolacji zewnętrznej. Doskonała izolacja cieplna i głosowa. Nowoczesny materiał budowlany.

Fabryczny skład konsygnacyjny  
D. T. H.

BRACIA MARUSZEWSKY, SPÓŁKA JAWNA  
Warszawa, Narbutta 2. Telefon 8-77-23.

HURT

Detail

## Zakłady Przemysłowe „WUKO”

FABRYKI PRZETWORÓW BITUMICZNYCH  
ASFALTOWYCH I SMOŁOWYCH

Warszawa, ul. Radzymińska 112/114

„ ul. Białostocka 5

Włocławek, ul. Szpitalna 24

Zarząd: ul. Szkolna 2, tel. 647-87, 685-59 i 685-53.

**„ALUMIT”** papa bitumiczna z powłoką alumiiniową. Pokrycie dachowe trwałe, efektywne, tanie.

**„COMPACT”** amerykańska masa azbestowo-bitumiczna. Najsilniejsza izolacja. Wodoszczelny, trwały, łatwy w użyciu, chroni beton, żelazo, drzewo przed wilgocią, pozostaje zawsze elastyczny.

**„JUTEX”** juta bitumowana z elastyczną powłoką bitumiczną. Jedyna izolacja do mostów, tuneli, schronów, zbiorników betonowych, tarasów i wszelkich konstrukcji żel-betonowych.

P A P A B I T U M I C Z N A, LEPNIKI, LAKIERY  
I MASY BITUMICZNE

P A P A S M O Ł O W C O W A P I A S K O W A N A,  
S M O Ł A, L E P N I K I i t. p.

# PRZEGLĄD BUDOWLANY

BUILDING REVIEW - REVUE DU BATIMENT - BAURUNDSCHAU  
MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM BUDOWNICTWA

ORGAN STOW. ZAW. PRZEMYSŁ. BUD. R. P. I DELEGACJI ST. Z. P. B. R. P.

WYDAWANY PRZY WSPÓLPRACY POLSKIEGO ZW. INŻ. BUD.

KOMITET REDAKCYJNY: H. MARTENS, S. PRONASZKO, F. OPPMAN

REDAKTOR: Inż. I. Luft.

WYDAWCA: Stow. Zaw. Przem. Bud. R. P.

Redakcja i Administracja: Warszawa, Widok 22. Telefon Nr. 5.26-50 i 2.87-00. P. K. O. Nr. 19.410  
Prenumerata roczna zł. 30, łącznie z dodatkiem „BIULETYN PRZETARGOWY“ zł. 48.

ZESZYT 3

WARSZAWA, 25 MARCA 1937

ROK IX

## DZIAŁ TECHNIKI BUDOWLANEJ W RAMACH MUZEUM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

### Dotychczasowe wyniki prac

Już w pierwszej chwili podjęcia prac nad organizacją Muzeum Techniki i Przemysłu była uznana potrzeba zorganizowania specjalnego Działu, poświęconego „Technice Budowlanej”. Głównym zadaniem miało być stopniowe opracowywanie szeregu podstawowych zagadnień z dziedziny budownictwa, w ujęciu jaknajbardziej syntetycznym i dydaktycznym.

Wstępną realizację Działu Techniki Budowlanej dokonało Muzeum w dużym stopniu własnymi siłami z pomocą grona osób, które wspomagały naszą placówkę głównie swym zasobem wiedzy fachowej i przyjaźnią do naszej placówki. Gorzej było z dotacjami pieniężnymi ze strony zainteresowanego przemysłu, od którego Muzeum nie otrzymało prawie ani grosza.

To też po dokonaniu prowizorycznego otwarcia tego Działu (grudzień 1933 r.), w którym umieściliśmy szereg tablic oraz modeli wykonanych w pracowni modelarskiej n/Muzeum, częściowo wg. programu opracowanego z wielkim nakładem pracy i znanstwem przez inż. arch. R. Piotrowskiego, a następnie Asyst. Muzeum inż. arch. J. Ostrowskiego (rok 1935), nie mogliśmy już w dalszym ciągu zajmować się tą piękną pracą właśnie z powodu braku środków.

Obecnie dzięki oczekiwanej pomocy finansowej ze strony przemysłu budowlanego oraz ofiarnemu zgłoszeniu się Związku Inżynierów Budowlanych do łask. współpracy nad kontynuowaniem organizacji tego Działu, będziemy mogli programowo rozwijać Dział Techniki Budowlanej.

Pragniemy podkreślić, że w pierwszej fazie rozwoju Działu (tj. j. do czasu zgłoszenia się Związku Inż. Bud. do współpracy z n/Muzeum) następujące wytyczne były podstawą naszego programu:

1. podanie historycznego rozwoju techniki i przemysłu budowlanego;
2. spopularyzowanie najważniejszych haseł nowoczesnego budownictwa.

Pod względem systemu pokazu dążyliśmy do przedstawienia:

1. grup poszczególnych elementów oraz całych zespołów budowlanych;
2. grupy historyczno-porównawczej z uwzględnieniem dioram;
3. podstaw projektowania nowoczesnego z równoczesnym wykazywaniem różnych błędów na przykładach porównawczych.

Każda poszczególna grupa stanowić ma całość od surowca do gotowego elementu wraz z całym przebiegiem prac pomocniczych. Tablice fotomontażowe wraz z modelami mają ilustrować dane zagadnienia.

Poniżej podajemy wykaz ciekawych tablic, wykonanych w pracowni n/Muzeum w ostatnich 2-ach latach: 1) Fundamentowanie; 2) Wpływ zaprawy na wymiary fundamentu; 3) Praca słupa jako elementu konstrukcyjnego; 4) Grubość ścian w zależności od klimatu.

Pozatem zostały wykonane następujące modele: 1) Stropy drewniane 2) Stropy ceglane; 3) Schody żelbetowe; 4) Krycie dachów: a) dachówką, b) blachą, 5) Izolacja murów, oraz dwie dioramy: 1) mieszkanie jaskiniowe; 2) mieszkanie nowoczesne.

Oprócz tych tablic i modeli wystawiliśmy w omawianej Sali jeszcze cały szereg nieraz przygodnych eksponatów, ofiarowanych nam przez różne instytucje lub osoby, a między innymi uzyskane po zamknięciu pamiętnej wystawy mieszkaniowej na Kole i t. d.

Z faktem objęcia w ostatnich czasach opieki nad tym Działem przez Związek Inżynierów Budowlanych Dyrekcja Muzeum wiąże jaknajlepsze nadzieje.

Mamy głęboką wdzięczność dla inicjatorów tej akcji.

W myśl zasad organizowania n/Muzeum szczegóły na nowo przepracowanego programu będą przed realizacją zawsze omawiane na terenie Sekcji Budownictwa n/Muzeum, na czele której na zaproszenie Władz Muzeum stanął od roku p. Dyr. Inż. L. Toruń.

Inż. K. JACKOWSKI

Inż. arch. H. WOŁYŃSKA

Dyrektor Muzeum.

Asystent Muzeum.

## FUNDAMENTOWANIE

BEZ PALI

NA PALACH  
DREWNIANYCH

ZELBETOWYCH

ZESTAWIENIE KOSZTOW NA 1 m b FUNDAMENTU

Siłownia szkieletowa	360	Siłownia	12	Prace ziemne	1
Wykopy i wykopiska	31	Podpory wzdłużne	20	Prace ziemne	5
Prace z wykopiskami	42	Prace ziemne	34	Prace ziemne	80
Mur	530	Prace ziemne	278	Prace ziemne	325
Prace ziemne z wykopiskami	772	Prace ziemne	240		
			579		415

## WPŁYW ZAPRAWY NA WYMIARY FUNDAMENTU

ZAPRAWA  
WAPIENNA

10 tonn/m b

ZAPRAWA  
CEMENTOWA

10 tonn/m b.

B E T O N

10 tonn/m b.

CIŚNIENIE ROZCHODZI SIĘ POD KĄTEM

<b>76°</b>	<b>63°</b>	<b>45°</b>
------------	------------	------------

OBJĘTOŚĆ 1 M.B. FUNDAMENTU

<b>0.7 m<sup>3</sup></b>	<b>0.4 m<sup>3</sup></b>	<b>0.2 m<sup>3</sup></b>
--------------------------	--------------------------	--------------------------

CIĘŻAR 1 M.B. FUNDAMENTU

<b>1.2 t</b>	<b>0.65 t</b>	<b>0.44 t</b>
--------------	---------------	---------------

KOSZT 1 M.B. FUNDAMENTU

<b>22.4 zł</b>	<b>15.6 zł</b>	<b>10.4 zł</b>
----------------	----------------	----------------

PT

## PRACA SŁUPA JAKO ELEMENTU KONSTRUKCYJNEGO

### ŚCISKANIE

OSIOWE  
WYWOŁUJE TYLKO  
ŚCISKANIE

MIMOOSIOWE  
WYWOŁUJE ŚCISKANIE  
I ZGNIĘCIE

NACISK MIMOOSIOWY  
ROZKŁADAMY NA SIŁĘ  
OSIOWĄ P I MOMENT  
ZGINAJĄCY M

### WYBOCZENIE

POWSTAJE W SŁUPIE GDY SIŁA WYBACZAJĄCA  
PRZEKRACZA WIELKOŚĆ KRYTYCZNĄ P<sub>k</sub>

PT

## GRUBOŚĆ ŚCIAN W ZAŁEŻNOŚCI OD KLIMATU

HOLANDJA   NIEMCY   ŁOTWA   POLSKA   Z.S.S.R.

ŚREDNIA ROCZNA TEMPERATURA OD 2 DO 12°

PT

## Dalszy rozwój działu techniki budowlanej w Muzeum Techniki i Przemysłu

Muzeum Techniki i Przemysłu z ogromnym nakładem pracy i energii stworzyło pierwszą fazę Działu Techniki Budowlanej, wykazując tym początkiem wielkie znaczenie tego działu dla budownictwa polskiego przez zaznajomienie zwiedzających z współczesnymi zespołami konstrukcyjnymi, wszelkimi materiałami budowlanymi, współczesnymi metodami stosowanymi w budownictwie na tle ewolucji dziejowej metod.

Ponieważ M. T. i P. wyczerpało wszystkie możliwe środki na stworzenie pierwszej fazy Działu Techniki Budowlanej i kontynuowanie tej wielkiej pracy, wobec zupełnego braku środków finansowych napotykało na ogromne trudności, Związek Inżynierów Budowlanych zaproponował swoją współpracę i następnie objął nadzór fachowy nad skompletowaniem, doborem i celowością wystawianych eksponatów, modeli, próbek, opisów naukowych i t. p.

Opracowano program, przystosowany do projektowanych sal w mającym się budować nowym gmachu M. T. i P. Program ten został rozbity na trzy części, z których pierwsza i druga, jako przystosowane do sal istniejących w obecnym gmachu M. P. i P. będą rozpoczęte niezwłocznie i kontynuowane w miarę wpływu środków finansowych.

Te dwie części przedstawiają się programowo w sposób następujący:

I. część — techniczna. (program szczegółowy) podany poniżej).

II. część — porównawcza i historyczna, uwzględniająca:

1) Kamień naturalny i drewno,

2) Cegłę i żelazo,  
oraz 3) Beton i żelbet.

Obydwie powyższe części programu traktowane są jako druga faza urządzenia Działu Techniki Budowlanej. Trzecią i ostatnią fazą będzie projektowane rozszerzenie i uzupełnienie poszczególnych grup zarówno pod względem technicznym, jak i porównawczym.

Równocześnie z projektowanymi modelami przewiduje się umieszczanie tablic, fotografii i fotomontaży, ilustrujących dane grupy eksponatów, oraz przy każdej grupie dział naukowy i opisowy, przeznaczony dla świata inżynierskiego i ludzi specjalnie interesujących się daną gałęzią techniki budowlanej.

Jak widać z przedstawionego programu Dział Techniki Budowlanej powinien stanąć w niedalekiej przyszłości na należytych poziomach. Do urzeczywistnienia jednak tych zamierzeń konieczną rzeczą jest zebranie odpowiednich funduszy.

Wielkie korzyści, jakie wynikną dla całego budownictwa polskiego przez stworzenie tego działu, każą mieć nadzieję, że wszyscy, którym zależy na tym, by i szerszy ogół lepiej orientował się w sprawach techniki budowlanej, dołożą wszelkich starań i udzielą możliwych pomocy, aby dział ten mógł stanąć na jak najwyższym poziomie.

*inż. L. TORUŃ*

*Przewodniczący Sekcji Budownictwa  
Muzeum P. i T.*

## Wykaz eksponatów dla działu Techniki Budownictwa Muzeum Techniki i Przemysłu

### I. KONSTRUKCJE.

#### 1) Fundamenty (26 eksponatów)

z kamienia łamanego, z cegły, z betonu ławy i stopy, z żelbetu ławy i stopy, pale drewniane, pale betonowe, pale żelbetowe.

#### 2) Ściany (38 eksponatów)

##### a) m a s y w n e:

z kamienia, drewniane, z cegły pełnej, dziurawki, z cegły cementowej, z pustaków betonowych, betonowe, żelbetowe;

##### b) s z k i e l e t o w e:

drewniane: mur pruski, sumikowe, szkielec deskowany; żelbetowe: niewypełnione, wypełnione cegłą pełną, wypełnione cegłą dziurawką;

stalowe: niewypełnione, wypełnione cegłą z zastosowaniem materiałów zastępczych;

##### c) d z i a ł o w e:

z cegły pełnej, dziurawki, trocinówki, z desek, z wełny drzewnej, z dyli gipsowych.

#### 3) Stropy (42 eksponaty)

##### a) d r e w n i a n e:

z desek, kasetonowe, odeskowane od spodu, dyblowy, strychowe (złe i dobre), na belkach żelaznych;

##### b) c e g l a n e:

sklepienia (walcowe, krzyżowe i klasztorne), luki ceglane;

##### c) ż e l a z n e (na żelaznych belkach):

Klein na pełną cegłę i na ½ cegły, Klein z dziurawki;

##### d) ż e l b e t o w e:

gęsto żebrowe, z belkowaniem widocznym, kasetonowe;

##### e) p o d ł o g i:

drewniane (z desek zwykłych, klepkowe, taflowe), skądźdrzew, płytki cementowe, terakotowe, kamienne, betonowe, lastrico, linoleum, guma.

#### 4) Dachy (32 eksponaty)

##### a) w i ę z a r y d r e w n i a n e,

##### b) „ ż e l a z n e,

##### c) „ ż e l b e t o w e,

##### d) p o k r y c i a:

strzecha, gont, deski, dachówka ceglana, dachówka ce-

mentowa, eternit, blacha żelazna malowana, blacha żelazna cynkowana, blacha cynkowa, blacha miedziana, blacha falista, papa i t. p.;

- e) t a r a s y (sposoby wykonywania i odwodnienia);
- f) o d w o d n i e n i e d a c h ó w (rynny i rury).
- 5) Schody (19 eksponatów)
  - a) kamienne; b) drewniane; c) z cegły; d) betonowe;
  - e) żelbetowe; f) żelazne.
- 6) Windy i schody ruchome (3 eksponaty).

## II. OKNA I DRZWI.

- 1) Okna drewniane (3 eksponaty)
  - a) polskie skrzynkowe; b) krosnowe; c) szwedzkie.
- 2) Okna żelazne (5 eksponatów)
  - a) profile zwykłe; b) profile specjalne.
- 3) Oszklenia i okucia (10 eksponatów).
- 4) Okna gazoszczelne (1 eksponat).
- 5) Drzwi drewniane (jedno i dwuskrzydłowe, wahadłowe, przesuwane, obrotowe, balkonowe, składane i t. p.) (12 eksponatów)
  - a) z desek i łat, b) szpungowe, c) plyninowe, d) plyninowe.
- 6) Drzwi żelazne (1 eksponat).
- 7) Bramy do domów i fabryk (4 eksponaty).
- 8) Oszklenia i okucia (10 eksponatów).
- 9) Drzwi gazoszczelne (2 eksponaty).

## III. WYKOŃCZENIE POWIERZCHNI.

- 1) Spoinowanie (3 eksponaty).
- 2) Okładziny zewnętrzne (10 eksponatów)
  - a) z cegły; b) z klinkieru; c) z kamienia; d) z płytek cementowych; e) z płytek glazurowanych.
- 3) Wyprawy zewnętrzne (12 eksponatów)
  - a) wapienne; b) wapienno - cementowe; c) tynki szlachetne.
- 4) Okładziny wewnętrzne (24 eksponaty)
  - a) płytki cementowe; b) płytki glazurowane; c) płytki terrakotowe; d) marmur; e) alabaster; f) boazerie.
- 5) Wyprawy wewnętrzne (6 eksponatów)
  - a) zwykłe; b) stiuki.
- 6) Malowanie (na drzewie, tynku i żelazie) (5 eksponatów)
  - a) bielenie; b) klejowe (różnych kolorów); c) olejne (różnych kolorów); d) kazeinowe; e) krzemianowe.

## IV. OCHRONA PRZED SZKODLIWYMI CZYNNIKAMI ZEWNĘTRZNYMI.

- 1) Przeciwwilgociowe (10 eksponatów).
- 2) Ciepłna (10 eksponatów).
- 3) Dźwiękowa (5 eksponatów).
- 4) Ochrona od wstrząszeń (3 eksponaty).

Głęboko przekonani o wielkiej potrzebie powstania celowo zorganizowanego Działu Budownictwa w Muzeum Przemysłu i Techniki zamieszczamy powyższe sprawozdanie z dotychczasowych prac w tym kierunku i program dalszych prac nadesłane nam przez Dyрекcję Muzeum i p. dyr. inż. Torunia jako przewodniczącego Sekcji Budownictwa w Muzeum P. i T.

Jesteśmy zażenowani wiadomością, iż cała dotychczasowa praca przy organizowaniu Działu Budownictwa opierała się jedynie na pracy zaofiarowanej przez jednostki, gdy konieczną jest ponadto stała acz stosunkowo niezbyt obciążająca pomoc pieniężna. Tej pomocy oczekuje Kierownictwo Muzeum od instytucji zainteresowanych w rozwoju budownictwa i od przemysłu budowlanego i w tym oczekiwaniu nie może ono się zawieść.

Wyrażamy zatem przekonanie, iż po zaznajomieniu się z programem i potrzebami Działu Budownictwa znajdują się ofiarodawcy, którzy zadeklarują na apel Muzeum kwoty potrzebne do realizacji tego programu.

R E D A K C J A

Analogicznie do zeszytu 11 z r. 1936, w którym omówione zostały wyniki Kongresu Berlińskiego w zakresie konstrukcji stalowych, w zeszycie niniejszym zamieszczamy artykuły inżynierów Bukowskiego, Chmielowca i Olszaka poświęcone konstrukcjom żelbetowym w oświetleniu tego kongresu.

DR. INŻ. BR. BUKOWSKI.

# TEORETYCZNA I RZECZYWISTA NOŚNOŚĆ ELEMENTÓW ŻELBETOWYCH

(Sprawozdanie z Kongresu A. I. P. C. w Berlinie 1936).

W s t ę p.

Teorii i doświadczeniom z dziedziny żelbetu poświęcony był II. cykl wykładów, w którym w myśl programu kongresowego miały być omówione następujące zagadnienia:

- a) wpływ stałych i częstotliwych obciążeń;
- b) sposoby podwyższenia wytrzymałości betonu na rozciąganie i zmniejszenia niebezpieczeństwa rys;
- c) stosowanie stali przednich;
- d) wpływ szwów dylatacyjnych.

Tytuły zgłoszonych referatów były następujące:

Ila 1) L. P. Price-Paris: Wpływ plastyczności i materiałów budowlanych i obciążeń zmiennych na stateczność i trwałość budowli.

Ila 2) O. Graf-Stuttgart: Wytrzymałość betonu i żelbetu przy stałym i częstotliwym obciążeniu.

Ilb 1) E. Bornemann - Berlin: Podwyższenie wytrzymałości na rozciąganie i zmniejszenie rys w betonie.

Ilb 2) G. Colonetti - Torino: Wytrzymałość betonu na rozciąganie w konstrukcjach żelbetowych.

Ilb 3) E. Freyssinet - Neuilly s. S.: Praktyczny rozwój metod mechanicznej obróbki betonu.

Ilb 4) F. G. Thomas - Garston: Rysy w żelbetnictwie.

Ilc 1) A. Brebera - Praha: Stosowanie stali o wysokiej gran. plastyczności w żelbetnictwie.

Ilc 2) W. Gehler - Dresden: Stosowanie stali przedniej w żelbetnictwie.

Ilc 3) R. Saliger - Wien: Stale przednie w żelbetnictwie.

Ild 1) F. Baravalle - Wien: Szwy dylatacyjne w budowlach inżynierskich.

Prócz powyższych referatów, zawartych w tomie zjazdowym, zgłoszono na zjazd szereg dalszych referatów, które ukazały się w IV. tomie „Abhandlungen der I. V. B. H.”, lub jeszcze ukażą się w tomie sprawozdawczym zjazdu. Z natury rzeczy poszczególne referaty wykroczyły daleko poza określone tematy i bardzo często o siebie zabiegały się. To też ułożyłem niniejsze sprawozdanie nie w/g autorów, a w/g zagadnień. Staralem się przy tym podać wszystkie cenniejsze wiadomości i to w takiej formie, by mogły być skontrolowane bez uciekania się do oryginałów; stąd duża objętość referatu. Ze względu na brak miejsca uwzględniłem tylko referaty tomu zjazdowego, z pominięciem referatu Baravalle'ego, będącego raczej opisem wykonanej budowli. Omówienie tytu autorów zmusiło mnie do ujednoczenia oznaczeń. Oznaczenia przystosowałem do polskiego języka. W niniejszej pracy oznaczają:

St = stal; indeks cyfrowy = wytrzymałość w kg/mm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{f_s}{bh'} = \text{procent uzbrojenia}; b = \text{szerokość strefy}$$

ściskanej.

E = współczynnik sprężystości.

ε = jednostkowe odkształcenie.

R = wytrzymałość.

R<sub>bk</sub> = kostkowa wytrzyma. betonu.

R<sub>bs</sub> = słupowa wytrzyma. betonu.

σ = naprężenie.

Indeksy:

z = żelazo; b = beton ścisk.; b' = beton rozciąg. osiowo; b'' = beton rozciąg. wsk. zginania.

r = w momencie powstania rysy,

d = dopuszczalne,

s = w momencie złamania.

p = na granicy plastyczności.

W szczególności oznaczono:

	N a p r ęż e n i a			
	żelaza	betonu		
		ścisk.	rozciąg. osiowo	rozciąg. przy zgin
dowolne	σ <sub>z</sub>	σ <sub>b</sub>	σ' <sub>b</sub>	σ'' <sub>b</sub>
w momencie powstania rysy	σ <sub>zr</sub>	σ <sub>br</sub>	σ' <sub>br</sub>	σ'' <sub>br</sub>
dopuszczalne	σ <sub>zd</sub>	σ <sub>bd</sub>	σ' <sub>bd</sub>	σ'' <sub>bd</sub>
w momencie złamania	σ <sub>zs</sub>	σ <sub>bs</sub>	σ' <sub>bs</sub>	σ'' <sub>bs</sub>
na granicy plastyczności	σ <sub>zp</sub>	—	—	—

NB. Pojęcie „stal” i „żelazo” w niniejszej pracy używane są w tym samym znaczeniu; St 37 jest poprostu nasze żelazo betonowe o σ<sub>bd</sub> = 1200 kg/cm<sup>2</sup>.

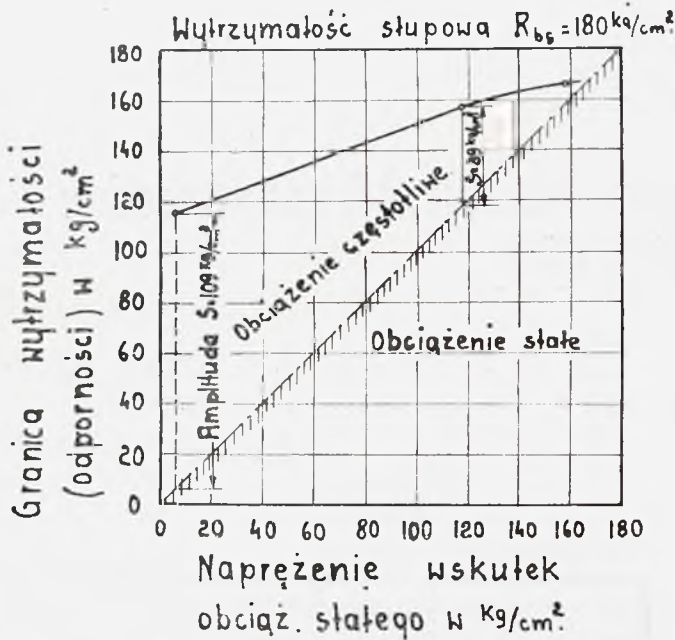
## A. BETON.

### I. Wytrzymałość betonu.

Wytrzymałość betonu rozpatrywano na kongresie z pominięciem technologii tylko pod kątem widzenia sposobu obciążenia, a mianowicie a) stałego — krótkotrwałego, b) stałego — długotrwałego, c) częstotliwego.

a) **Wytrzymałość na ściskanie.** Graf referował rezultaty badań nad betonem, którego wiek wynosił pół roku i który był przechowany początkowo w wilgotnym powietrzu, potem w suchym powietrzu. Według Graf'a wynosi nośność betonu na ściskanie przy długotrwałym stałym obciążeniu > 4/5 R<sub>bk</sub>, stwierdzonego przy zmiażdżeniu kostki. Przy częstotliwym obciążeniu o frekwencji 260 razy/min. między σ<sub>b</sub> = 0 → max wytrzymałość betonu wynosi ok. 0,6 R<sub>bs</sub><sup>1)</sup>, przy wyższej frekwencji jest ona nieco wyższa, przy mocniejszych betonach natomiast nieco niższa, przyczym skład betonu jest bez zasadniczego znaczenia. Przy zmniejszeniu amplitudy naprężeń wzrasta odporność betonu (maksymalne naprężenie) w/g rys. 1. Gdyby obciążenia słupów żelbetowych zmieniały się w granicach σ<sub>b</sub> = 0 → max, bezpieczeństwo ich według

<sup>1)</sup> Różni badacze zakładają różny stosunek między wytrzymałością kostkową R<sub>bk</sub> i słupową R<sub>bs</sub>; normalnie  $\frac{R_{bs}}{R_{bk}} = \infty 0,8$ . Wytrzymałość słupową otrzymujemy przez zmiażdżenie wałców wzgl. kostek o wysokości 2-krotnego wymiaru średnicy wzgl. boku podstawy.



Rys. 1. (Graf). Działanie obciąż. częstotliwych na nieuzbrojony beton.

polских norm byłoby więc  $\frac{0,6 \times 0,8 \times R_{bk}}{0,22 R_{bk}} = \infty 2$  krotnie;

inna rzecz, że w budownictwie nadziemnym taka duża amplituda zmienności naprężeń jest wykluczona<sup>2)</sup>, nie mówiąc o tym, że dalszy zapas bezpieczeństwa mamy w dalszym wzroście wytrzymałości betonu z jego wiekiem.

b) Wytrzymałość na rozciąganie przy krótkotrwałym stałym obciążeniu referował Bornemann. Wytrzymałość betonu na rozciąganie mierzona jest zapomocą osiowego rozciągania i zapomocą zginania. Kształt ciał próbnych nie jest znormalizowany, rozciąganie osiowe  $R'_{bs} = \frac{N}{F_b}$  bada się zapomocą znanych ósemek, częściej jednak zapomocą pryzmatów o różnym przekroju, — rozciąganie przy

zginaniu  $R''_{bs} = \frac{M}{W_b}$  bada się zapomocą beleczek betonowych o różnych wymiarach. Zależnie od kształtu prób otrzymuje się przy porównaniu  $R_{bs}$  i  $R'_{bs}$  wzgl.  $R'_{bs}$  bardzo różne wyniki. U  $R''_{bs}$  ma jeszcze wpływ sposób obciążenia. Jedna siła skupiona w środku daje większe  $R''_{bs}$  niż 2 siły w równej odległości od środka, gdyż przy 2 siłach łatwiej jest natrafić na słabe miejsce w betonie.

Wytrzymałości betonu na rozciąganie nie da się wydatniej powiększyć przez chemiczną przebudowę cementów; możliwość ta na Kongresie nie była tym razem wogóle dyskutowana. Przy obecnych cementach wytrzymałość betonu na rozciąganie jest tym wyższa, im wyższa jest wytrzymałość na ściskanie.

Jako maksymalne wartości wogóle stwierdzono doświadczalnie:  $R'_{bs} = 55 \text{ kg/cm}^2$ <sup>3)</sup> oraz  $R''_{bs} = 80\text{—}120 \text{ kg/cm}^2$ . Dla stosunku ściskania i rozciągania podaje Bornemann następujące cyfry:

Graf =  $R_{bs} : R'_{bs} = 8 \rightarrow 17$  (kostki  $30^3 \text{ cm}$ : pryzm.  $400 \text{ cm}^3$ ).

Graf =  $R_{bs} : R''_{bs} = 4 \rightarrow 12$ .

Graf =  $R''_{bs} : R'_{bs} = 1,6 \rightarrow 2,9$  (max 3,5).

<sup>2)</sup> Por. Bukowski, „Nowsze doświadczenia ze stałą Isteg”, Przegl. Budowlany 1936, Nr. 1.

<sup>3)</sup> Dobra ceramika osiąga  $R'_{bs} = 80 \rightarrow 100 \text{ kg/cm}^2$ ; szkło  $R'_{bs} = \infty 300 \text{ kg/cm}^2$ .

Guttman =  $R_{bs} : R'_{bs} = 14 \rightarrow 28$  (kostki: pryzm.  $100 \text{ cm}^3$ ).

Guttman =  $R''_{bs} : R'_{bs} = 2,3 \rightarrow 4,2$  (jedna siła).

Dutron =  $R''_{bs} : R'_{bs} = 1,3 \rightarrow 2,0$  (dwie siły).

Niższe wartości odnoszą się do betonów mocnych, wyższe do słabych. Związek między  $R'_{bs}$  wzgl.  $R''_{bs}$  oraz  $R_{bs}$  wyraża się krzywą, początkowo stromą, potem zbliżającą się do poziomej. Hummel wyraził ten związek przez

$$R''_{bs} = (R_{bs})^x \text{ oraz } R'_{bs} = (R_{bs})^y$$

przy czym Bornemann w referacie obliczył wartości  $x$  i  $y$  na

$$x = 0,55 \rightarrow 0,7 \quad y = 0,45 \rightarrow 0,6.$$

Wahania obrazują różnice w kształcie ciał próbnych.

Dla rozciągania osiowego przy długotrwałym stałym oraz częstotliwym obciążeniu znalazł Graf podobne warunki jak dla ściskania. Konkretnych cyfr nie podał, gdyż rezultaty nie są jeszcze opracowane. Dla rozciągania przy częstotliwym zginaniu znaleźli inni badacze w/g Grafa wytrzymałości ok.  $0,53 \rightarrow 0,66 R''_{bs}$ .

## II. Odształcenia betonu.

a) Odształcenie wytrzymałościowe. Sprawa odształceń betonu interesuje głównie z punktu widzenia bezpieczeństwa od rys. Według Bornemanna odształcają się większe ciała próbne przy rozciąganiu nieco więcej od małych ciał. Deformacje przy zginaniu są silniejsze niż przy rozciąganiu osiowym. Spółczynnik odształcalności  $\alpha =$

$\frac{1}{E}$  jest przy małych naprężeniach ten sam dla ściskania i rozciągania, przy wyższych naprężeniach jest on nieco większy dla rozciągania. Spółcz.  $\alpha$  wzrasta ze wzrostem naprężeń. Spółcz.  $\alpha$  zasadniczo jest tym mniejszy im mocniejszy jest beton<sup>4)</sup>; u betonów o tym samym  $R_{bk}$  można stwierdzić poważne różnice pod względem odształcalności zależnie od cementu i kruszywa, ale prawa zależności od tych czynników nie dało się jeszcze ustalić. Maksymalne odształcenie przy rozciąganiu osiowym wynosi  $\epsilon'_{bs} = 0,2 \text{ mm/m}$ , a przy rozciąganiu wsk. zginania  $\epsilon''_{bs} = 0,3 \text{ mm/m}$ . W/g Brice'a uzwojenie wydatnie powoduje większą odształcalność betonu ściskanego.

b) Odształcenia plastyczne. Element żelbetowy z biegiem czasu odształca się pod obciążeniem nawet wten czas, jeżeli wielkość obciążenia przez cały czas pozostała bez zmiany i beton przestał się kurczyć. Odształcenia te, które nazywamy plastycznymi, są dobroczynne, bo wywołują korzystniejszy dla konstrukcji rozkład momentów i naprężeń, i stanowią więc niejako samoobronę betonu przeciw przeciążeniu. Rozpoznanie ważności odształceń plastycznych jest stosunkowo świeżej daty i zainteresowanie się nimi świata naukowego jest duże. Prawie wszyscy referenci rozpatrywali wpływ odształceń plastycznych, nie wiele jednak znajdujemy w ich referatach, co polskiemu fachowcowi nie byłoby znane choćby z prac dra Freudenthala<sup>5)</sup>. Bornemann stwierdza, że odształcenia wzrastają z czasem trwania obciążeń i że są tej samej wielkości przy ściskaniu i rozciąganiu. Glanville stwierdził np. po 6 miesiącach dla  $\sigma_b' = 10 \text{ kg/cm}^2$ , odształcenie o  $0,1 \text{ mm/m}$ . Brice podaje za Freyssinetem,

<sup>4)</sup> Por. Prof. M. Huber, „Nowsze badania własności wytrzymałościowych żelazobetonu” (I. Polski Zjazd Żelb. 1931).

<sup>5)</sup> Dr. A. Freudenthal, „Wpływ plastyczności betonu na naprężenia w konstrukcjach żelbetowych” (II. Zjazd Inż. Bud. 1936).



że ściskany beton deformuje się pod długotrwałym obciążeniem dwa razy, a przy obciążeniu do  $\sigma'_b = 0,6 R_{bk}$  nawet 6 — 8 razy więcej, niż przy obciążeniu krótkotrwałym. Całkowita deformacja plastyczna nie jest jednak dowolnie odwracalna i nie może się powtarzać (np. wskutek odciążenia) częściej, niż kilka razy, w przeciwnym razie nastąpią uszkodzenia elementu żelbetowego. Deformacje plastyczne nie tylko nie wywołują rys, ale nawet im przeciwdziałają, szczególnie, jeżeli chodzi o rysy wskutek skurczu betonu. Jak twierdzi Thomas, skurcz jest najgłówniejszą przyczyną rys w betonie. Gdyby nie wyrównawcze działanie odkształceń plastycznych, rysy wskutek skurczu pojawiałyby się w elementach obustronnie całkowicie zamocowanych już w pierwszych dniach po zabetonowaniu, gdyż dodatkowe naprężenia wywoływane przez skurcz betonu wzrastają bardzo szybko. Thomas podaje wyniki badań nad szybkością wzrostu naprężeń wskutek skurczu. Wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowo przy składzie betonu 1 : 2 : 4 oraz  $\frac{w}{c} = 0,6$  wyczerpana była wskutek skurczu:

- przy zwykłym cem. portl. po 24 → 25 dniach,
- „ przednim cem. portl. po 12 → 18 dniach,
- „ glinowym cemencie po 4 → 11 dniach.

Te różnice w czasie są miarą nie tylko szybkości wzrostu skurczu, ale i zdolności cementów do odkształceń plastycznych. Betony ze zwykłych cementów portlandzkich odkształcają się najkorzystniej.

**B. ŻELBET.**

**I. Nośność słupów żelbetowych.**

a) Słupy o podłużnym uzbrojeniu. Odnośnie słupów uzbrojonych tylko podłużnie Saliger wypowiada się w swym referacie, że stali przednich o zredukowanym przekroju dla tych słupów stosować nie należy, gdyż odkształcalność betonu w słupach bez uzwojenia jest zbyt mała, by w uzbrojeniu osiągnięte być mogły naprężenia na granicy plastyczności, a poniżej tej granicy między pracą sprężystą stali zwykłych i stali przednich niema żadnej różnicy<sup>6)</sup>.

Brebera przytacza doświadczenie ze stalą przednią „Roxor”, gdzie noś słupów uzbrojonych tą stalą była większa od nośności słupów uzbrojonych zwykłym żelazem (St 37), co prawda tylko przy silniejszym uzbrojeniu poprzecznymi strzemionami. Dodatni wpływ silniejszych strzemion na nośność nie ulega kwestii; niestety nie podaje Brebera, na ile trzeba było strzemiona pogrubić albo zgęścić, by móz nośność stali „Roxor” w całej pełni wyzyskać.

<sup>6)</sup> Niekiedy spotyka się u nas argument, że przy słupach uzbrojonych stalą przednią uzbrojenie zredukowane być może o 33% w stosunku do żelaza zwykłego tak samo, jak się to robi u belek, gdyż według wzoru

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n f_s} \text{ przy zmniejszeniu } f_s \text{ z } 0,8\% \text{ na } \%,$$

0,8% wzrasta  $\sigma_b$  tylko o ok. 4%, podczas gdy dla belek dopuszczalnym jest wzrost o 15%. Polega to na pomieszananiu pojęć, gdyż wzrost u belek jest rachunkowy, wzrost natomiast u słupów jest rzeczywisty. W skrajnym wypadku możnaby z taką samą słusznością twierdzić, że przy  $f_s = 0\%$ , czyli braku uzbrojenia, naprężenia w słupie wzrosną „tylko” o 12%, ale w tym wypadku słup żelbetowy staje się słupem betonowym. We wszystkich wypadkach, gdzie konstruktor uważa za możliwe podwyższenie naprężenia w słupie, może on to taniej zrobić, redukując wprost żelazo zwykle, zamiast zastąpić ją droższą stalą przednią.

Może miała również wpływ duża przyczepność st. Roxor<sup>7)</sup>. Bądźco bądź wymaga ta kwestia jeszcze dalszego wyjaśnienia, którego na kongresie na razie nie znalazła.

b) Słupy uzwojone. Zdatowność stali przednich do słupów uzwojonych zreferował Saliger omawiając wyniki doświadczeń z kilkoma dziesiątkami słupów o następującym uzbrojeniu:

Uzbrojenie podłużne: ( $f_{zp}$ ): Stale o  $R_{zp} = 2,2 \rightarrow 7,7$  t/cm<sup>2</sup>.

Procent uzbr. podł.:  $\mu_p = 4 \rightarrow 14\%$  (!)

Uzbrojenie ( $f_{zu}$ ): Stale o  $R_{zp} = 2,0 \rightarrow 5,2$  t/cm<sup>2</sup>.

Procent uzw.:  $\mu_u = 0,5 \rightarrow 2\%$ .

Według Saligera może się beton uzwojony znacznie silniej odkształcić od betonu nieuzwojonego. Granica plastyczności stali została w słupie uzwojonym wyzyskana, jeżeli procent uzwojenia osiągnął następujące wartości:

$$\mu_u \geq 0,05 \cdot \mu_p \cdot \frac{\sigma_{zp}(\text{podł.})^8}{\sigma_{zp}(\text{uzw.})} \text{ oraz } \mu_u \geq 0,1 \frac{R_{bs}}{\sigma_{zp}(\text{uzw.})}$$

Podwyższenie wytrzymałości betonu przez uzwojenie wynosi:

$$N_u = a \cdot f_{zu} \cdot \sigma_{zp}(\text{uzw.}), \text{ przyczym } a = \frac{m}{2} = 1,5 \rightarrow 4 =$$

= śr. 2,5;

m = liczba Poissona; 1,5 odnosi się do mocn. betonów, 4 do słabsz. betonów.

Przyrost wytrzymałości betonu wskutek uzwojenia wynosi więc średnio

$$\Delta R_{bs} = \frac{N_u}{F_r} = 2,5 \cdot \mu_u \cdot \sigma_{zp}(\text{uzw.})$$

przyczym  $F_r$  = przekrój rdzenia betonowego.

Do czasu pojawienia się pierwszych rys współpraca uzwojenia mało się przejawia i przekrój wraz ze skorupą betonową, otulającą uzwojony rdzeń, pracuje jak gdyby był uzbrojony tylko podłużnie. W chwili kiedy naprężenie w tym przekroju  $\sigma_b = \frac{1}{2} F_b + n f_s$ , dochodzi do  $\infty R_{bs} = 0,8 R_{bk}$ , skorupa pęka. Wydłużenie poprzeczne

$$\epsilon_y = \infty \frac{\epsilon}{m}. \text{ Zakładając rozszerzalność betonu } \epsilon_y = (1,5 \rightarrow$$

2)  $\cdot 10^{-4}$  oraz  $m = 7$  otrzymujemy  $\epsilon = 7 \cdot (1,5 \rightarrow 2) \cdot 10^{-4} = (1 \rightarrow 1,5) \cdot 10^{-3}$ , czyli skorupa pęka przy skróceniu się słupa o 1 → 1,5 mm/mb, czyli przy naprężeniach w betonie o rzędzie 100 → 250 kg/cm<sup>2</sup>.

Obciążenie przy którym pokazują się rysy w skorupie

$$N_{rysa} = (F_b + n f_s(\text{podł.})) \cdot R_{bs}$$

Załamanie się słupa następuje przy

$$N_{max} = F_r \cdot R_{bs} + f_{zp} \cdot \sigma_{zp}(\text{podł.}) + a \cdot f_{zu} \cdot \sigma_{zp}(\text{uzw.})$$

przyczym  $a = 1,5 \rightarrow 4 = \text{śr. } 2,5$ .

Bezpieczeństwo od rys  $\frac{N_{max}}{N_{rysa}}$  jest tym większe, im cieńsza jest skorupa, dlatego jest przy zarysowaniu się cienkich skorup daleko jeszcze do załamania się słupa.

Dopuszczalne obciążenie słupa

$$N_{dop} = \frac{N_{max}}{\nu}, \text{ przyczym } \nu = 2,5 \text{ wystarcza.}$$

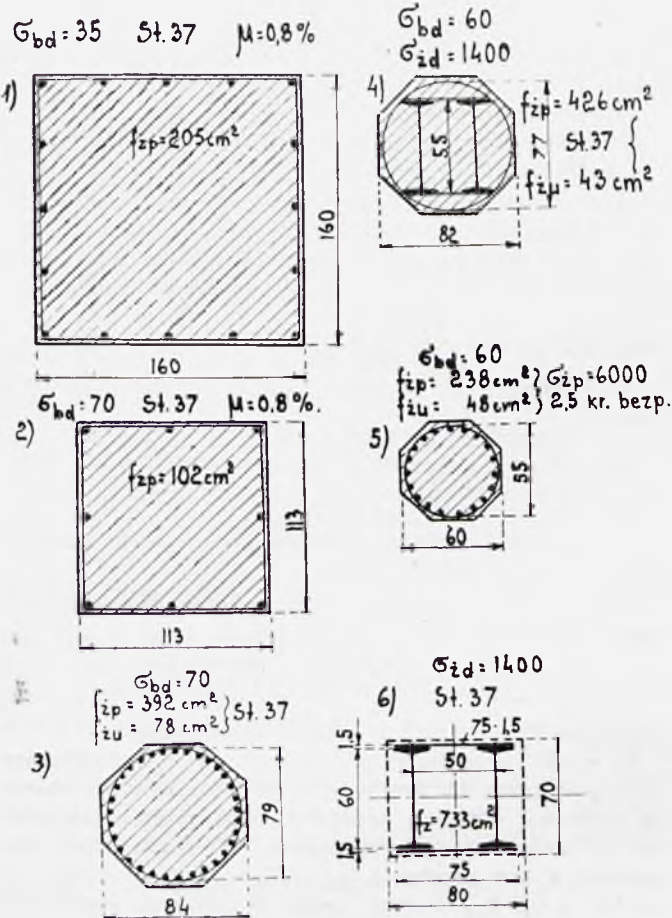
Jako  $R_{bs}$  radzi Saliger przyjąć  $\frac{2}{3}$  średniej wytrzymałości słupowej, jakiej należy spodziewać się na budowie. Stąd

$$N_{dop} = \frac{F_r \cdot R_{bs} \text{ śr.}}{3,5} + \frac{f_{zp} \cdot \sigma_{zp}(\text{podł.})}{2,5} + f_{zu} \cdot \sigma_{zp}(\text{uzw.})$$

<sup>7)</sup> Zastępczy pręt Roxor ma o 47% większą przyczepność, niż odpowiednio grubszy pręt okr. żelaza.

<sup>8)</sup> Granice plastyczności dla ściskania i rozciągania są u stali praktycznie równe.

Saliger uważa  $\mu_p = 12\%$  za dopuszczalne i oblicza, że dla  $\mu_p = 12\%$ , oraz  $\mu_{st} = 2\%$  nośność betonu wzrasta 5 krotnie, przyczym same uzbrojenie przyjmuje do 80% obciążenia. Takie słupy działają jak czyste słupy stalowe, aczkolwiek beton jest tu niezbędny.



Rys. 2. (Saliger).

Stosowanie stali przednich dla słupów uzwojonych otwiera zupełnie nowe możliwości konstrukcyjne. Jak dalece można zmniejszyć przekroje słupów widzimy na rys. 2, gdzie Saliger pokazuje różne przekroje słupów żelbetonowych i żelaznych, mogących być obciążonymi dopuszczalnym obciążeniem  $P = 1000$  t. Widzimy, że słup nr. 5 uzwojony i uzbrojony podłużnie stalą przednią o  $\sigma_{zp} = 6000$  kg/cm<sup>2</sup>, ma mniejsze wymiary od słupa czysto stalowego nr. 6, do którego użyto zwykłą stal St 37. Tym sposobem stosowność żelbetu dla kilkunastopiętrowych gmachów nie ulega kwestii. Saliger zwraca jednak na to uwagę, że łączenie takich słupów zapomocą zwykłego zakładania prętów jest niedopuszczalne. Pręty winny być (proste) spawane na styk, jak również zalecać się będzie związanie żelaz podłużnych, prócz uzwojeniem, jeszcze pierścieniami przyspawanymi. Pomimo to słupy żelbetowe takiej konstrukcji kalkulują się dużo taniej od słupów stalowych.

Doświadczenia z wpływem długotrwałego lub częstotliwego obciążenia słupów nie zostały jeszcze w większym rozmiarze przeprowadzone. Graf twierdzi bez bliższego uzasadnienia, że:

- długotrwałe i częstotliwe obciążenia nie mają prawie żadnego wpływu na elastyczność stali zbrojeniowej i jej odporność przeciwko wyboczeniu;

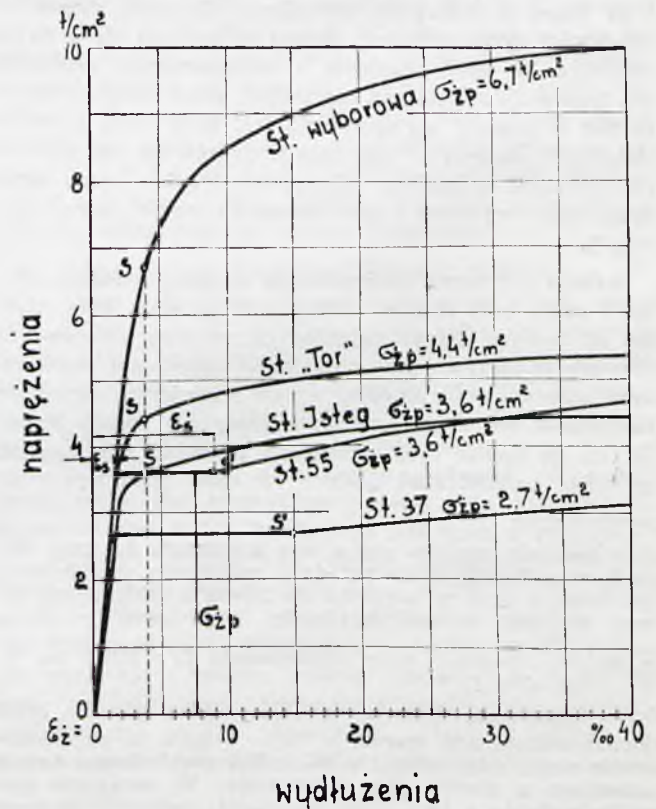
- długotrwałe obciążenia obniżają granicę plastyczności (ściskania) stali zbrojeniowej;
- odkształcenia betonu i wielkość współpracy uzbrojenia zależne są od wielkości i czasu trwania obciążenia.

## II. Nośność belek żelbetonowych.

a) Nośność belek przy obciążeniu statycznym<sup>o)</sup>. Przy załamaniu się belki żelbetonowej następuje zawsze zmiążdżenie betonu. To zmiążdżenie betonu jest przyczyną załamania tylko wtenczas, jeżeli wytrzymałość pasa rozciąganego jest większa niż pasa ściskanego, czyli jeżeli uzbrojenie jest zanadto silne w stosunku do wytrzymałości betonu. Miarodajna jest w danym wypadku różnica wytrzymałości betonu i stali. Normalnie zmiążdżenie betonu jest skutkiem złamania, a przyczyną jest różnica odkształcalności betonu i stali. Sumaryczne odkształcenia betonu w stadium zmiążdżenia są stosunkowo małe; w/g Saligera wynoszą one

$$\varepsilon_b(\max) = 2 \rightarrow 7^{\circ}/_{\infty} \text{ śr. } 5^{\circ}/_{\infty}$$

(mniejsza wartość dla betonów mocnych, większa dla betonów słabych). Stal natomiast może odkształcać się bardzo znacznie jeszcze przed zerwaniem, a mianowicie wtenczas, jeżeli przekroczy granicę plastyczności. W obszarze plastycznym poszczególne stale zachowują się różnie (rys. 3). Stale miękkie i półtwarde (St 37 i St 52) wydłużają się bez wzrostu naprężeń, stale wydłużone i bardzo twarde (St. Isteg i St. 100) wykazują nawet po przekroczeniu granicy plastyczności stały, choć znacznie zmniejszony



Rys. 3. (Saliger).

<sup>o)</sup> Jako obciążenie statyczne rozumiemy obciążenie stałe i obciążenie ruchome o stos. małej amplitudzie i bardzo małej częstotliwości (np. budynki mieszkalne).

przyrost naprężeń<sup>10)</sup>. Wspólne wszystkim gatunkom stali jest to, że odkształcalność ich w obszarze plastycznym przekracza znacznie odkształcalność betonu, powodując jego zmiażdżenie. Belki załamują się normalnie przy odkształceniu uzbrojenia  $\epsilon_s = 4 \rightarrow 5\%$ . Nośność żelaza w żelbetowej konstrukcji określona więc jest przez naprężenie przy granicy plastyczności i na podstawie tego naprężenia  $\sigma_{sp}$  określa się dopuszczalne naprężenie

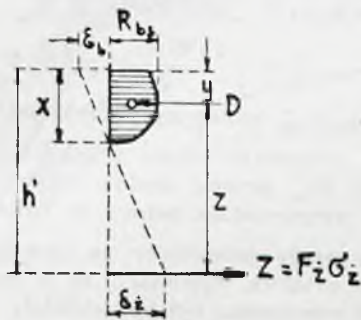
$$\sigma_{sd} = \frac{1}{2} \sigma_{sp}.$$

Tymczasem zaobserwowano często przy laboratoryjnym łamaniu belek żelbetowych, że naprężenie uzbrojenia  $\sigma_{zs}$  przy złamaniu belki mogą znacznie przekroczyć naprężenia na granicy plastyczności  $\sigma_{sp}$ . Gehler jak i Saliger przytaczają w swych referatach liczne przykłady tego faktu. Przekroczenia granicy plastyczności dochodzić mogą do 40%. Ta rezerwa nośności uzbrojenia była do tychczas bezużyteczna, bo nie było wzoru, który pozwalałby obliczyć, w jakich wypadkach nadwyżka  $\sigma_{zs} > \sigma_{sp}$  następuje. Na ten temat pisano bardzo dużo przed kongresem, i godne uwagi są liczne prace Dra Empergera oraz usiłowania austriackich norm żelbetowych uchwylenia i użytkowania tej rezerwy. Uniwersalną metodę rozwinął dopiero Saliger w swoim referacie jak następuje:

Miarodajną wytrzymałością betonu w belce jest nie wytrzymałość kostkowa (lub walcowa)  $R_{bk}$ , a wytrzymałość słupowa  $R_{bs}$ ; przyczym ustalono doświadczalnie

$$R_{bs} = 0,7 \rightarrow 0,9 R_{bk} = \infty 0,75 R_{bk}$$

W chwili załamania się belki żelbetowej naprężenia w betonie rozkładają się powyżej osi x, nie jak uczy klasyczna teoria w kształcie trójkąta, a w kształcie bardziej zbliżonym do czworoboku, jak widzimy na rys. 4.



Rys. 4. (Saliger).

Siła rozciągająca uzbrojenie jest wtenczas

$$Z = \frac{M}{z} = f_s \cdot \sigma_{zs} \dots (1)$$

siła ściskająca górny pas belki

$$D = \frac{M}{z} = k \cdot b \cdot x \cdot R_{bs} \dots (2)$$

przyczym k = współczynnik uwzględniający różnicę między rzeczywistą figurą rozkładu naprężeń, a czworobokiem. Wartość k ustalona doświadczalnie wynosi

$$k = 0,8 \rightarrow 0,9 = \infty 0,85.$$

Dalej jest  $y = \frac{k \cdot x}{2} \dots (3)$

oraz dla  $\xi = \frac{x}{h'}$ ,  $\mu = \frac{f_s}{b h'}$ ,  $\beta = \frac{\sigma_{zs}}{R_{bs}}$ ,  $\beta_s = \frac{\sigma_{sp}}{R_{bs}}$  jest z rys. 4.

$$\xi = \frac{\beta \mu}{k} \dots (4)$$

$$\text{oraz } z = \left(1 - \frac{k \xi}{2}\right) h' = \left(1 - \frac{\beta \mu}{2}\right) h' \dots (5)$$

$\beta$  wzgl.  $\beta_s$  oznacza stosunek wytrzymałości żelaza na gran. plast. do wytrzymałości słupowej betonu, stwierdzonych dla każdego materiału oddzielnie zapomocą przedwstępnych prób.

Związek  $\sigma_{zs} \geq \sigma_{sp}$  wyrażamy inaczej przez  $\sigma_{zs} = \alpha \sigma_{sp}$ , przyczym  $\alpha$  = współczynnik przekroczenia teoretycznej nośności uzbrojenia, określonej na podstawie naprężenia przy granicy plastyczności.

$$\alpha = \frac{\sigma_{zs}}{\sigma_{sp}}, \text{ a w związku z tym } \beta = \beta_s \alpha \dots (6)$$

Z rys. 4 znajdujemy jeszcze wartość

$$\xi = \frac{x}{h'} = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_s} \dots (7)$$

przyczym  $\epsilon_b$  str. = 5<sup>0</sup>/100, a  $\epsilon_s$  brane być może z rys. 3.

Jak wiadomo jest  $\sigma = \frac{M}{W}$ , a dla czworobocznego przekroju

homogenicznego  $W = \frac{bh^3}{6}$ , dla żelbetowego przekroju

czworobocznego jest  $W = bh'^2 \cdot m$ , stąd  $m = \frac{M}{bh'^2 \cdot \sigma}$

= współczynnik nośności przekroju żelbetowego.

Dla  $M = D \cdot z = Z \cdot z$  oraz ze wzorów (1) do (7) znajdziemy

$$m = \frac{M}{bh'^2 \cdot R_{bs}} = \frac{\beta \mu}{2} (2 - \beta \mu) = \frac{\alpha \beta_s \mu}{2} (2 - \alpha \beta_s \mu) \dots (8)$$

$$m' = \frac{M}{bh'^2 \cdot \sigma_{sp}} = \frac{m}{\beta_s} = \frac{\alpha \mu}{2} (2 - \alpha \beta_s \mu) \dots (9)$$

Zapomocą wzoru (8) możemy obecnie dla różnych stali i betonów określić

1) granice kiedy  $\sigma_{zs} = \sigma_{sp}$ , czyli kiedy granica plastyczności będzie tylko wyzyskana,

2) wielkość przekroczenia  $\sigma_{zs} > \sigma_{sp}$

3) maksymalny (krytyczny) procent uzbrojenia  $\mu_{kr}$ , kiedy  $\sigma_{sp}$  akurat jeszcze będzie wyzyskane oraz kiedy zaczyna się niebezpieczeństwo złamania belki spowodu zmiażdżenia betonu (czyli kiedy potrzebne byłoby uzbrojenie ściskane).

Rozpatrzymy te punkty oddzielnie dla każdego gatunku żelaza.

1) granice, kiedy  $\sigma_{zs} = \sigma_{sp}$ ;  $\alpha = 1$ ; oraz 3) krytyczna granica procentu uzbrojenia.

St. 37. Z rys. 3 znajdujemy  $\epsilon_{sp} = 1,2 \rightarrow 15\%$ , stąd dla  $\epsilon_b = 5\%$  jest  $\xi = 0,8 \rightarrow 0,25$ , a dla  $\alpha = 1$  jest  $\beta \mu = \beta_s \cdot \mu = \infty 0,64 \rightarrow 0,20$ .

<sup>10)</sup> Stale te pozbawione są wyraźnej granicy plastyczności; jako granicę plastyczności przyjęto uważać ten punkt, kiedy wydłużenie wynosi 4<sup>0</sup>/100.

<sup>11)</sup> Por. klasyczny wzór  $\frac{x}{h'} = \frac{n \sigma_b}{\sigma_s + n \sigma_b}$

Jeżeli iloraz stosunku wytrzymałości uzbrojenia i betonu przez procent uzbrojenia mieści się w granicach 0,64  $\rightarrow$  0,2, złamanie belki nastąpi przy  $\alpha = 1$  czyli przy  $\sigma_{zs} = \sigma_{zp}$ ; powyżej granicy  $\beta_s \mu = 0,64$  belka załamie się wskutek wyczerpania nośności betonu; poniżej  $\beta_s \mu = 0,64$  belka załamie się wskutek wyczerpania nośności uzbrojenia, a poniżej  $\beta_s \mu = 0,20$  nośność uzbrojenia będzie większa od granicy plastyczności.

St. 55 j. w.  $\varepsilon_{zp} = 1,7 \rightarrow 90^{\circ}/\infty$ ;  $\xi = 0,74 \rightarrow 0,35$  stąd

$$\beta_s \mu = \beta_s \mu = \infty \quad 0,6 \rightarrow 0,3$$

St. Isteg j. w.  $\varepsilon_{zp} = 4^{\circ}/\infty$ ;  $\xi = 0,55$  stąd  $\beta_s \mu = \beta_s \mu = \sim 0,45$

Obliczone wartości zostały niżej zestawione tabelarycznie. W połączeniu ze wzorem (8) pozwalają one w każdym konkretnym wypadku przewidzieć, jak wytrzymałość betonu i uzbrojenia oraz procent uzbrojenia wpływają na nośność żelbetowej belki.

Tabl. I. Wartości  $\beta_s \mu = \eta$  (w/g Saligera).

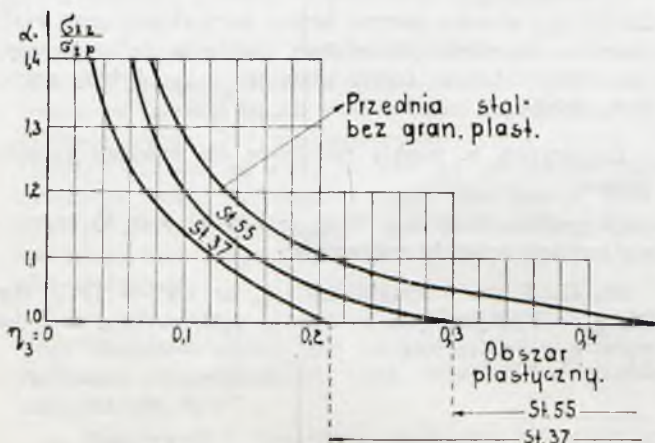
Stal	$\alpha < 1$	$\alpha = 1$	$\alpha > 1$
	miarodajny beton	miarodajne uzbrojenie	miarodajne uzbrojenie
	$\sigma_{zs} < \sigma_{zp}$	$\sigma_{zs} = \sigma_{zp}$	$\sigma_{zs} > \sigma_{zp}$
	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$
St. 37	$> 0,64$	$0,64 \rightarrow 0,20$	$< 0,2$
St. 55	$> 0,6$	$0,6 \rightarrow 0,3$	$< 0,3$
St. Isteg	$> 0,45$	$0,45$	$< 0,45$

Z rubryki dla  $\alpha < 1$  obliczyć możemy przy zadanym stosunku wytrzymałości uzbrojenia i betonu  $\beta_s = \frac{\sigma_{zp}}{R_{bs}}$ ,

krytyczny procent uzbrojenia  $\mu_{kr} = \frac{\eta_1}{\beta_s}$

## 2) Wielkość przekroczenia $\sigma_{zs} > \sigma_{zp}$ ; $\alpha > 1$

Na podstawie innych rozważań znalazł Saliger związek między  $\alpha$  i  $\beta_s \cdot \mu$  w/g wykresu rys. 5, obejmującego możliwość wydłużenia się stali przy złamaniu belki do  $40^{\circ}/\infty$  (!), co odpowiada w/g Saligera szerokości pojedynczych rys od 2 do 5 mm. Dla stosunku  $\beta_s \cdot \mu = \eta_3$  znajdujemy z rys. 5 dla danej stali wartość  $\alpha$  i możemy zapomocą wzoru (8) obliczyć nośność belki o zadanych wymiarach przekroju betonowego. Poza tym wzór (8), tabl. I i wykres rys. 5 pozwalają na szereg wniosków, potwierdzonych



Rys. 5. (Saliger).

przez liczne doświadczenia, które Saliger formułuje jak następuje:

1) Nośność uzbrojenia może być tym lepiej wyzyskana, im mniejsze przy równej wytrzymałości betonu  $R_{bs}$  jest  $\mu$ , a przy równym  $\mu$  lepiej u stali przednich niż u stali zwykłych, ponadto lepiej u stali Isteg, niż u innych stali przednich o natur. gran. plast. (rys. 5).

2) Im słabszy beton, tym słabiej może być wyzyskana nośność uzbrojenia, bo wzrasta  $\beta_s$  i spada  $\alpha$  (tabl. I).

3) Stal przednia przy proporcjonalnie mniejszym przekroju może być lepiej wyzyskana od stali zwykłej (żelaza okrągłego); przy zastąpieniu St. 37 o  $\beta_s \mu = 0,2$  przez stal Isteg o  $\beta_s \mu = 0,2$  (czyli mniejszym o np. 33% przekroju), nośność belki wzrasta o 11% ( $\alpha = 1,11$  zam. 1,0) (rys. 5).

Pozatym przeprowadza Saliger dowód, że dla złamania belki jest zupełnie obojętnym, czy na nośność uzbrojenia składa się mniej żelaza o większej wytrzymałości, czy też na odwrót, byle były spełnione warunki  $\mu_2 \sigma_{zp2} = \mu_1 \sigma_{zp1}$  i że wobec tego dopuszczalne naprężenie w betonie przy klasycznym sposobie obliczenia zapomocą cyfry  $n = \frac{E_s}{E_b}$  może być o tyle podwyższone, ile wynosi wzrost rachunkowego  $\sigma_b$ , wskutek zamiany stali zwykłej na stal przednią, czyli np. o 15%.

Na podstawie powyższej metody proponuje Saliger obliczanie belek żelbetowych z pominięciem cyfry  $n$  i z uwzględnieniem rzeczywistego bezpieczeństwa belki i proponuje przyjąć jako miarodajne bezpieczeństwo 2-krotne, zamiast dotychczasowego 2 — 2,8-krotnego. Wzory, którymi należałoby belki żelbetowe obliczyć, są

$$h' = \sqrt{\frac{2}{\alpha \beta_s \mu \cdot (2 - \alpha \beta_s \mu)}} \cdot \sqrt{\frac{\nu \cdot M}{b \cdot R_{bs}}} = a \cdot \sqrt{\frac{\nu \cdot M}{b \cdot R_{bs}}}$$

$$f_s = \frac{\nu \cdot M}{z \cdot a \cdot \sigma_{zp}} = \mu \cdot b \cdot h'$$

przy czym  $\nu = 2$  krotne bezpieczeństwo.

Jako  $R_{bs}$  proponuje Saliger przyjąć  $R_{bs} = 0,5 \rightarrow 0,6 R_{bk}$ , a jako  $R_{bk}$  przyjąć średnią między spodziewanymi wahaniami wytrzymałości betonu na budowie<sup>12)</sup>.

Powyższe wzory pozwoliłyby na skonstruowanie belek żelbetowych o takich wymiarach, że w każdym wypadku ich nośność rzeczywista byłaby dokładnie 2 razy większa od obciążenia dopuszczalnego, a nie 2 — 2,8-krotnie, jak otrzymujemy przy klasycznym sposobie obliczania belek żelbetowych.

Nieścisłością klasycznych wzorów zajmuje się w swym referacie również Gehler i stwierdza, że zapomocą tych wzorów trudno uchwycić granicę między tym  $\mu$ , kiedy jeszcze wyzyskane być może  $\sigma_{zp}$ , i  $\mu_{kr}$  kiedy  $\sigma_{zs} < \sigma_{zp}$  czyli kiedy zmiażdża się beton.

Nawiązując do metody Empergera<sup>13)</sup>, Gehler stwierdza,

<sup>12)</sup> Sądzę, że tę propozycję cechuje zbytnia ostrożność, która przekreśla właściwie dodatnie konsekwencje nowej metody. Metoda ta oparta jest na założeniu, że znane są jakości betonu i uzbrojenia, czyli, że beton jest wykonany przez odpowiednich ludzi i przy odpowiedniej stałej kontroli. W takim wypadku dwukrotne stosowanie współczynników zmniejszających jest już przesadą, przynajmniej o ile chodzi o obciążenie statyczne.

<sup>13)</sup> Por. Dr. F. Emperger, „Bezpieczne i dopuszczalne naprężenie ściskające w belce żelbetowej” (Cement, 1936, Nr. 1).

że  $\mu_{kr}$ , które otrzymuje się z rachunku, zakładając  $\sigma_b = \frac{R_{bk}}{3}$ , jest znacznie mniejsze niż stwierdzono w rzeczywistości, z czego wynika, że beton przy zginaniu rachunkowo znacznie więcej wytrzymuje niż wynosi jego  $R_{bk}$ .

Gehler zwraca uwagę na następującą metodę Dra E. Friedrich'a:

Zakładając  $R_{bs} = 0,75 R_{bk}$  oraz czworoboczny rozkład naprężeń otrzymujemy

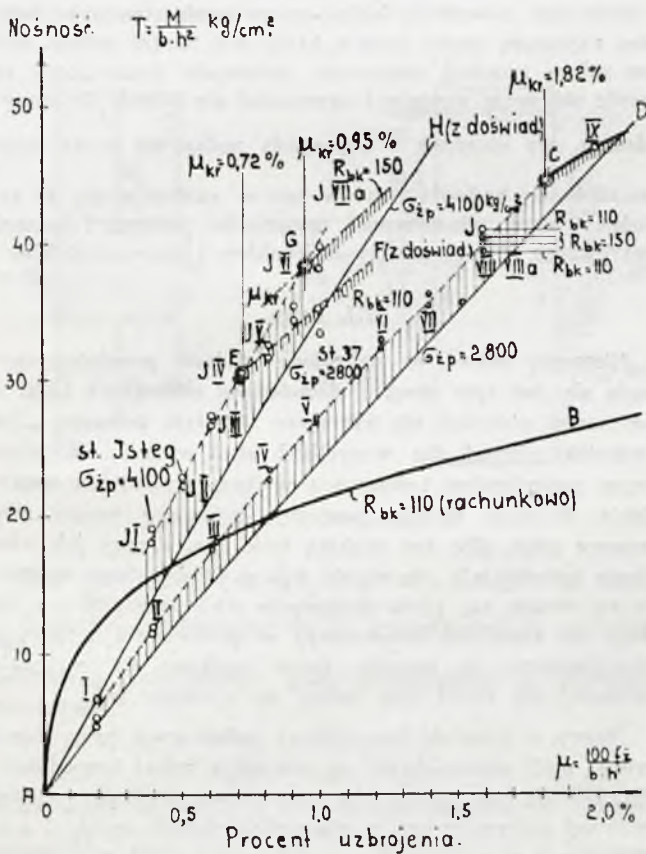
$$\xi = \frac{x}{h'} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3(1+3k)}{3+k}}$$

przyczym  $k = \frac{\sigma_{sp}}{n \cdot R_{bs}}$

Wartość krytycznego  $\mu_{kr}$  otrzymujemy ze wzoru

$$\mu_{kr} = \xi \cdot \frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{sd}}$$

Dla  $\mu > \mu_{kr}$  nastąpiłoby złamanie belki żelbetowej spowodu zmiążdżenia betonu, czyli potrzebne byłoby uzbrojenie nie ściskane.



Rys. 6. Gehler).

Pozatym stwierdza Gehler, że miarodajną dla nośności uzbrojenia jest jego granica plastyczności, że często jednak granica ta bywa przekroczone (rys. 6)<sup>14)</sup> i że dla przekrojów teowych  $\frac{\sigma_{sz}}{\sigma_{sp}} = 1,04 - 1,24$ . Gehler nie podaje wzoru dla uchwycenia tej różnicy i uważa, że należałoby z tej rezerwy nośności zrezygnować, gdyż trudno znaleźć prawo zależności.

<sup>14)</sup> Por. Dr. F. Emperger, „Gospodarcze znaczenie wysokowartościowych materiałów budowlanych w budownictwie żelbetowym”. (Cement, 1936, Nr. 3).

Ponieważ Saliger takie prawo podał, należy spodziewać się dalszej dyskusji na ten temat, bo kwestia należytego wyzyskania nośności uzbrojenia jest kwestią pierwszorzędnej wagi, patrząc z punktu widzenia gospodarczego.

b) **Nośność belek przy obciążeniu częstotliwym.** Doświadczenia nad nośnością elementów żelbetowych przy częstotliwym obciążeniu zostały w ostatnich latach przeprowadzone w dużej ilości, szczególnie od chwili wprowadzenia do budownictwa stali Isteg. Ogólne uwagi o wpływie częstotliwych obciążeń na nośność betonu i stali oraz opis doświadczeń Saligera i Graf'a, znajdzie czytelnik również w polskiej literaturze<sup>2)</sup>. Na kongresie kwestią tą zajmował się obszerniej Gehler.

Gehler wprowadza pojęcie bezpieczeństwa ruchowego

$$\nu = \frac{w_c}{w_r}, \text{ przyczym}$$

$w_c = \sigma_{sm} - \sigma_{so}$ , jest najwyższą amplitudą wahań naprężeń, którą żelazo zbrojeniowe znosi nieskończoną ilość razy;

$w_r = \sigma_{sd} - \sigma_{sw}$ , amplituda wahań naprężeń żelaza przyjęta w obliczeniu statycznym;

$\sigma_{sm}$  = najwyższe naprężenie przy częstotliwym obciążeniu, które żelazo wytrzymuje nieskończoną ilość razy;

$\sigma_{so}$  = naprężenie wyjściowe (najniższe) przy częstotliwym obciążeniu;

$\sigma_{sd}$  = dopuszczalne naprężenie;

$\sigma_{sw}$  = naprężenie pod ciężarem własnym.

Gehler zakłada jako najniekorzystniejszy wypadek, że

$\frac{\sigma_{sd}}{\sigma_{sw}} = 3,8$ , uwzględniając już przy tym wpływ spórczyn-

nika dynamicznego  $\varphi_{max} = 1,4$ . Wtenczas  $w_r = 0,737 \sigma_{sd}$

oraz  $\nu = \frac{\sigma_{sm} - \sigma_{so}}{0,737 \sigma_{sd}}$ , przyczym w danym wypadku za-

pewne było  $\sigma_{so} = \sigma_{sw}$ .

Częstotliwe obciążenie płyt żelbetowych o różnym uzbrojeniu dało wyniki w/g tabeli II na str. 130.

Jako wystarczające uważa Gehler  $\nu = 2$ , gdyż wpływy dynamiczne zostały już uwzględnione w obliczeniu statycznym przy doborze wartości  $\varphi$ . Z powyższych doświadczeń Gehler wyciąga wniosek, że najkorzystniej zachowuje się St. 37; następne miejsce zajmuje St. Isteg, dająca mniejsze, ale zawsze jeszcze zadawalniające bezpieczeństwo, i to od 10 — 20% wyższe od stali przedniej St. 60. Najgorzej zachowało się nieznanne u nas bliżej „Baustahlgewebe” o spawanych węzłach. Doświadczenia Gehlera są dowodem, że dla stali przednich (St. Isteg i St. 60) dopuszczone być może nawet przy obciążeniach częstotliwych  $\sigma_{sd} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ , przyczym bezpieczeństwo  $\nu = 2$  zawsze jeszcze byłoby większe niż koleje niemieckie wymagają dla mostów stalowych. Wniosek swój ogranicza Gehler na razie tylko do płyt, gdyż brak doświadczeń z belkami. W doświadczeniach Gehlera uderza miejscami niska wytrzymałość użytego betonu. Ponieważ Gehler co do betonu obiektyw nie podnosi, należy przypuszczać, że beton pomimo malej wytrzymałości wykazał dostateczną odporność. Zakładając, że u Gehlera było  $w_c = \sigma_{sm}$ , otrzymalibyśmy po przeliczeniu np. dla serii a, że rachunkowe  $\sigma_b$  wahało się w granicach

$$\sigma_{bd} \rightarrow \sigma_{bd} \cdot \frac{w_c}{\sigma_{sd}} = 40 \rightarrow 2,14 \cdot 40 = 40 \rightarrow 86 \text{ kg/cm}^2.$$

Tabl. II. (w/g Gehler'a).

Serja	Użyto		Płyte obliczono na				Stwierdzon. dośw. $W_c$	$\nu =$	$\sigma_{sz}$	$\sigma_{zd}$			
	gatunek stali i nośność		h	$\sigma_{bid}$	$\sigma_{zd}$	$W_r$					$W_c$	$\sigma_{sz}$	$\sigma_{zp}$
	$\sigma_{zp}$	$\sigma_{sz}$											
	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>					kg/cm <sup>2</sup>	—	—
c'	St. Isteg 4500   5800	260	11,5	64	1850	1365	3440	2,52	1,29	0,41			
c	St. Isteg 4500   5600	118	14,2	47	1750	1290	2840	2,20	1,24	0,39			
b	St. 60 4300   4920	123	13,7	47	1750	1290	2640	2,05	1,12	0,41			
a	St. 37 2950   3440	123	14,1	40	1200	884	2570	2,91	1,16	0,41			
d'	Baustahlgewebe 5900   7120	239	13,8	64	1950	1435	2700	1,88	1,21	0,33			
d''	Baustahlgewebe 5800   8160	219	17,4	41	2620	1920	2360	1,23	1,41	0,45			
d	Baustahlgewebe 6150   7740	195	10,8	52	2400	1770	2280	1,29	1,26	0,39			
a'	St. 37 2400   3200	115	14,0	39	1150	847	2180	2,57	1,33	0,48			

\*) Stwierdzone przy jednorazowym obciążeniu.

\*\*\*) Siatka o spawanych węzłach.

Przyjmując, że rachunkowe  $\sigma_b = \infty 1,5 \sigma_{b rzuc}$ , mielibyśmy rzecz.  $\sigma_{b max} = \frac{2}{3} \cdot 86 = 57 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 R_{bk} = \Rightarrow 0,5 \times 123 = 62 \text{ kg/cm}^2$ , podanych na wstępie, jak granica nośności betonu przy częstotliwych obciążeniach. Dla stali Isteg i St. 60 obliczone tym sposobem naprężenia pozostałyby jeszcze bardziej poniżej  $0,5 R_{bk}$ , co dowodzi, że postulat stosowania przy stalach przednich również przednich betonów jest zbędny.

Odnośnie obciążeń częstotliwych Graf robi następujące uwagi: Stale przednie należałoby używać głównie przy obciążeniach spokojnych, gdyż wtenczas nośność stali może być lepiej wykorzystana (doświadczenia Gehler'a dowiodły jednak, że wytrzymałość stali przednich jest zupełnie zadowalniająca również przy obciążeniach częstotliwych!). W belkach częstotliwie obciążonych należałoby przy użyciu przednich stali zaokrąglić odgięcia, by uniknąć przy słabszych betonach zmiżdżenia betonu pod naciskiem odgięć. Częstotliwe obciążenia w granicach  $> \sigma_{zd} < \sigma_{zm}$  nie mają prawie żadnego wpływu na nośność belki przy złamaniu. Rysy w betonie nie winny przekroczyć pewnych dopuszczalnych granic.

Bardzo aktualną sprawę bezpieczeństwa stropów przy zmiennych obciążeniach poruszył Brice. Chodzi tu mianowicie o bezpieczeństwo przekrojów oporowych przy pełnym utwierdzeniu, ale niedostatecznym uzbrojeniu. Płyty stropowe należą właśnie do tej kategorii, gdyż oblicza się je z reguły przyjmując w prześle  $\frac{ql^2}{10}$ , a na oporze moment znacznie mniejszy. Otóż ilość żelaza na oporze musi być tak duża, by granica plastyczności wskutek rzeczywistych naprężeń nie została w żadnym razie przekroczona, gdyż wtenczas zmienność obciążeń (np. w magazynach) może spowodować zniszczenie przekroju oporowego i załamanie stropu.

Brice zakłada  $g =$  ciężar własny,  $p =$  ciężar użytkowy,  $q = g + p$  i odróżnia rzeczywisty  $M_{op rz}$  od założonego obliczeniowo  $M_{op sat}$ .

$$\text{Dla } M_{op sat} = (g + p) \cdot \frac{l^2}{n_{sat}}$$

$$\text{oraz } M_{op rz} = (g + p) \cdot \frac{l^2}{n_{rz}}$$

$$\text{winno być } \frac{pl^2}{n_{rz}} < (g + p) \cdot \frac{l^2}{n_{sat}}$$

$$\text{czyli } p < (g + p) \cdot \frac{n_{rz}}{n_{sat}}$$

$$\text{lub } p \left(1 - \frac{n_{rz}}{n_{sat}}\right) < g \cdot \frac{n_{rz}}{n_{sat}}$$

Jeżeli ten warunek nie jest spełniony, wtenczas bezpieczeństwo stropu przy zmiennych obciążeniach jest niedostateczne. Trudność w stosowaniu tej metody polega na prawidłowym oszacowaniu wartości  $n_{rz}$ . Przy pełnym zamocowaniu oraz czworobocznym przekroju  $n_{rz} = \infty 12$ , przy teowym przekroju podaje Brice  $n_{rz} = \infty 15$ . Przy obliczeniu magazynów i stosowaniu polskich przepisów PN/B-1700 zalecać się będzie sprawdzenie stosunku obciążeń zapomocą wzoru Brice'a, który jest bardzo prosty. Brice zaleca uprościć obliczenie ramowych konstrukcyj na wzór obliczenia stropów i ograniczać się jedynie do sprawdzenia, czy stosunek  $\frac{p}{g}$  odpowiada podanemu przez niego

warunkowi; budowla bowiem zawsze zastosuje się do założeń i przez plastyczność materiałów (betonu i żelaza) wyrównuje różnice między rachunkiem i rzeczywistością.

### III. Rysy.

Elementy żelbetowe uzbrojone stalami przednimi uginają się pod tym samym obciążeniem silniej, niż belki o tej samej nośności, ale uzbrojone zwykłym żelazem, gdyż wskutek równej dla wszystkich stali wartości  $E$ , większym naprężeniom towarzyszą większe wydłużenia uzbrojenia. Większe ugięcia powodują z natury rzeczy albo szersze rysy, albo też większą ilość rys, a rysy jak wiadomo umożliwiają rdzewienie żelaza. Wobec tego nasunęła się obawa, czy przez stosowanie stali przednich nie obniży się trwałości konstrukcyj w porównaniu z stanem dawniejszym, co zmusiło świat naukowy do zwrócenia większej niż przed tym uwagi na zjawisko rys.

Obawy o trwałość konstrukcyj żelbetowych przy stosowaniu stali przednich nie są bowiem a priori bezpodstawne. Nie da się mianowicie normalnymi środkami usunąć głównej przyczyny rys, a mianowicie dużych ugięć, t a k, że przy stosowaniu stali przednich sumaryczna wielkość rys zawsze jest większa niż przy żelazie zwykłym.

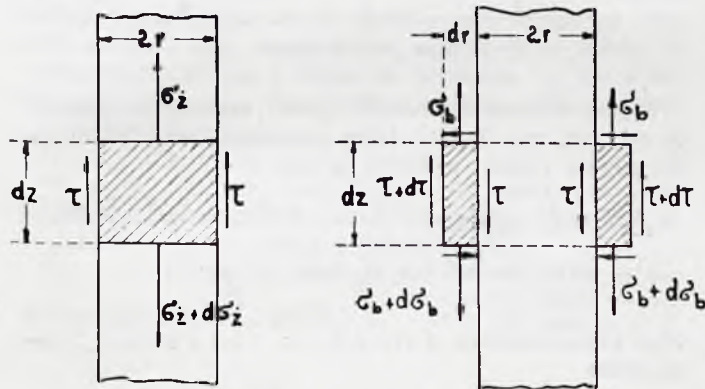
a) **Przyczepność.** Niewątpliwie lepsze są stale dające małe rysy w dużych ilościach, bo bezpieczeństwo żelaza od rdzy zależy nie od ilości rys, a od wielkości poszczególnej rysy, a wielkość rysy zależna jest od przyczepności stali. Przednie stale okrągłe o  $\sigma_{zd} = 1800$ , mają o 18% mniejszą przyczepność od zastępczego pręta ze zwykłego żelaza przy  $\sigma_{zd} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ; stale przednie o prostych żłobkach podłużnych mają przeważnie nieco mniejszą, a w najlepszym razie równą przyczepność z zastępczym prętem zwykłego żelaza; dopiero stale guzowate (Isteg, Roror) mają przyczepność wyższą, mogącą częściowo, albo

całkiem równoważyć ujemny wpływ większych ugięć na rysy. Dlatego na zachodzie stosowane są tylko stałe guzowate. Wyższość stali guzowatych nad gładkimi, wzgl. żłobkowanymi polega n i e t y l k o na różnicy w długości obwodów.

W/g Brice'a przyczepność betonu wywołana jest przez kleszczowe działanie wysychającego i kurczącego się betonu, a nie przez przyklepanie się betonu do żelaza. Dla przenoszenia się siły z jednego pręta na drugi (np. przez zakładkę), niezbędnym jest choćby minimalne ślizganie się prętów (wielkości  $\propto \frac{1}{200}$  średnicy) w betonie. Naturalnie

jest także choćby nieznaczne ślizganie się równoznaczne ze zmniejszeniem się bezpieczeństwa od wyrwania się pręta z betonu i dlatego haki są niezbędne, przynajmniej u gładkich stali przednich (u guzowatych stali natomiast haki z powodzeniem zastąpione są przez guzy na prętach, jak dowodzi Brebera odnośnie stali „Roxor”).

Siły, które wnosi pręt uzbrojony za pomocą przyczepności do betonu, wywołują silne naprężenia rozciągające w betonie, duże przy samym obwodzie pręta, szybko malejące w niedużej już odległości. Zależność wielkości naprężenia od promienia odległości podał Colonetti, jak następuje.



Rys. 7. (Colonetti).

W/g rys. 7 musi być  $d\sigma_z \cdot \pi r^2 = \tau \cdot 2\pi r \cdot dz$ , czyli  $\frac{d\sigma_z}{dz} = 2 \frac{\tau}{r}$ . Zakładając  $dr =$  grubość ścianki cylindra betonowego otulającego pręt, otrzymujemy z warunku równowagi

$$\frac{d\sigma_b}{dz} = \frac{\tau}{r} + \frac{d\tau}{dr}$$

a ponieważ ze względu na równość odkształceń obydwu materiałów musi być  $\frac{\sigma_z}{E_s} = \frac{\sigma_b}{E_b}$ , otrzymujemy w rezultacie

$$\frac{d\tau}{dr} = \frac{2E_b - E_s}{E_s} \cdot \frac{\tau}{r}$$

Równanie to oznacza, że dla dobrego przejścia siły z uzbrojenia na beton, spełnione być muszą warunki, by

- a)  $\tau =$  przyczepność była możliwie wysoka,
- b)  $r =$  promień żelaza (czyli średnica) był możliwie mały.

Znana już z doświadczeń reguła znalazła tu matematyczne uzasadnienie.

b) Wpływ skurczu betonu. Przy rachunkowym ujęciu zjawiska rys natrafia się na tę trudność, że belki jeszcze przed obciążeniem znajdują się już w stanie naprężenia wskutek skurczu betonu. Skurecz betonu zmniejsza wydatnie cyfrową wartość naprężenia betonu, przy której pojawia się pierwsza rysa. Wielkość tego wpływu jest trudna do ujęcia, gdyż jak widzieliśmy na wstępie odkształcenia betonu wskutek skurczu wyrównywane są częściowo przez odkształcenia plastyczne. Bornemann, który w swoim referacie obszerniej zajął się kwestią dodatkowych naprężeń wskutek skurczu, uważa, że naprężenia wywołane w belce żelbetowej przez skurecz mogłyby być ujęte tylko przez bezpośrednie pomiary skrócenia się żelaza. Niezależnie od tej uwagi podaje Bornemann metodę obliczenia tych naprężeń:

$\delta =$  skrócenie się betonu wskutek nieskrępowanego skurczu,

$k =$  odkształcenie plastyczne,

$\frac{\sigma'_b}{E'_b} =$  odkształcenie sprężyste betonu wywołane przez opór uzbrojenia.

$$\text{Wtenczas } \delta - k = \frac{\sigma'_b}{E'_b} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Ponieważ być musi  $\sigma'_b \cdot F_b = \sigma_s f_s$  otrzymujemy przy

$$\mu = \frac{f_s}{F_b}$$

$$\sigma'_b = \frac{(\delta - k)}{\frac{E_s}{E'_b} + \frac{1}{\mu}} \cdot E'_b$$

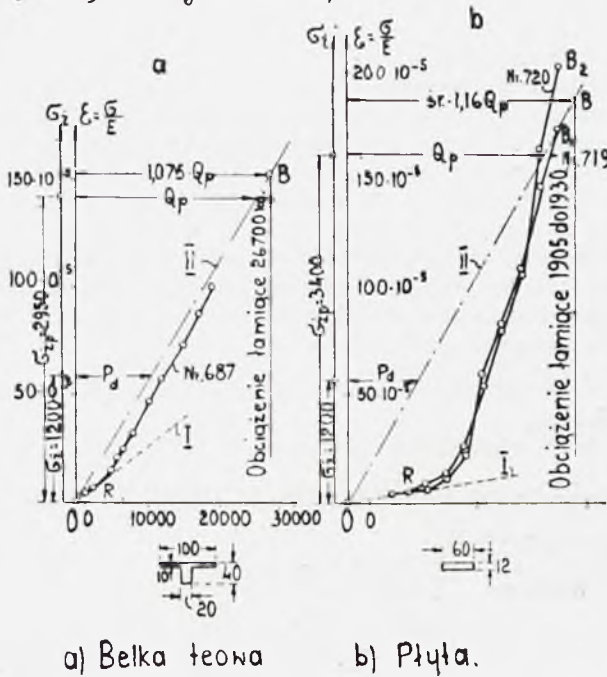
Z powyższego równania wynika, że naprężenie rozciągające w betonie wskutek skurczu jest tym większe, im beton silniej się kurczy, im większy ma współczynnik sprężystości (a więc wytrzymałość) i im silniej jest uzbrojony. Belki teowe silnie uzbrojone i z mocnych betonów wykazują często rysy skurczowe nad uzbrojeniem, ponieważ brak tu oporu żelaza, pobudzającego plastyczne odkształcenie się betonu.

c) Rachunkowe i rzeczywiste  $\sigma_s$ . Przy badaniu rys natrafiamy na ciekawe zjawisko stojące w ścisłym związku z samą istotą rys, a mianowicie na stwierdzoną już od dawna rozbieżność między rachunkowymi i rzeczywistymi (obliczonymi z pomiarów wydłużeń) naprężeniami uzbrojenia. W teorii konstrukcyj żelbetowych odróżniamy stadium I, kiedy beton współpracuje na rozciąganie, od stadium II, kiedy na rozciąganie pracuje samo żelazo. Konstrukcje żelbetowe obliczamy wyłącznie według st. II (za wyjątkiem słupów zginanych przy małym mimośrodku), w rzeczywistości jednak belki pracują prawie aż do złamania w stadium pośrednim m. I i II. U nas doświadczenia nad tym zagadnieniem przeprowadził prof. Paszkowski, badając ugięcia<sup>15)</sup>, oraz prof. Bryła i Huber, badając zjawisko rys i rzeczywistych naprężeń przy łamaniu płyt uzbrojonych st. Isteg<sup>16)</sup>. Gehler podał wykresy naprężeń rachunkowych i rzeczywistych uzależnionych od obciążeń. Wykresy te (rys. 8) ładząco podobne są do wykresów prof. Paszkowskiego, niewątpliwie z tej przyczy-

<sup>15)</sup> Prof. W. Paszkowski, „Badanie nad współpracą betonu z żelazem w konstrukcji żelbetowej poddanej zginaniu” (I. Polski Zjazd Żelb., 1931).

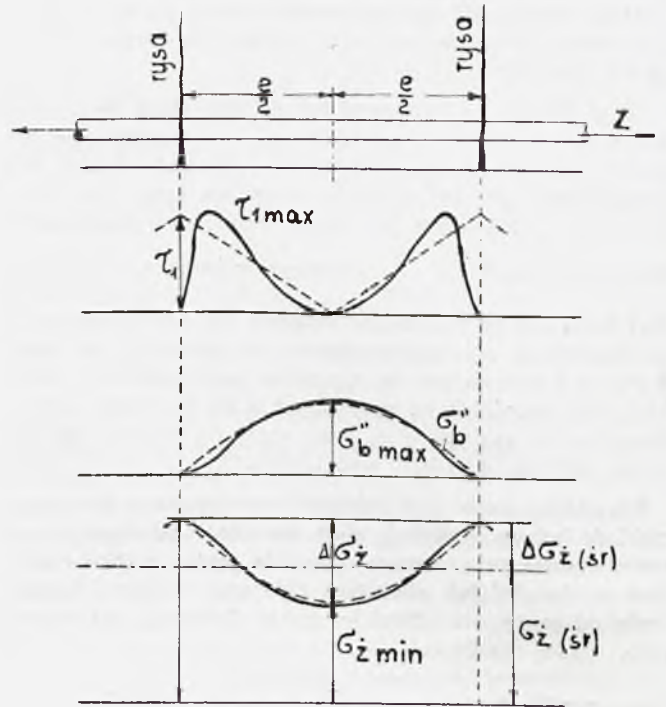
<sup>16)</sup> Prof. St. Bryła i prof. M. Huber, „Doświadczenia z wkładkami specjalnymi” (II. Zjazd Inż. Bud., 1936).

I. II. Stadjum (w/g obliczenia)



a) Belka teowa      b) Płyta.

Rys. 8. (Gehler).



Rys. 9. (Saliger).

ny, że ugięcia proporcjonalne są do naprężeń w żelazie. Według doświadczeń Gehlera w przekrojach teowych naprężenia rzeczywiste są bardzo bliskie naprężeniom rachunkowym obliczonym według st. II, gdyż stosunkowo wąski pas betonu rozciąganego nie może wydatniej odciążyć uzbrojenia. W przekrojach czworobocznych (płytkach), natomiast naprężenia rzeczywiste i rachunkowe zgadzają się tylko w st. I, po pojawieniu się pierwszych rys naprężenia rzeczywiste (albo lepiej „zmierzone”) bardzo powoli tylko zbliżają się do naprężeń rachunkowych i zrównują się z nimi dopiero w pobliżu granicy plastyczności. (To samo zresztą zaobserwowali prof. Bryla i Huber).

Przyczyn rozbieżności między rachunkiem i rzeczywistością Gehler bliżej nie tłumaczy. Niewątpliwie naprężenie uzbrojenia w samej rysie bliższe być musi rachunkowemu naprężeniu, niż wynika z doświadczeń Gehler'a. Ale rysy są bardzo małe nawet w stosunku do długości pomiarowej, która bądźco bądź wynosić musi conajmniej kilkanaście do kilkudziesiąt milimetrów, a na tak dużej przestrzeni naprężenia uzbrojenia bynajmniej nie są równe.

d) Teoria rys. Bardzo przejrzystą teorię naprężeń w pobliżu rysy podał Saliger. Według Saligera belki uzbrojone stalami o różnych  $R_{sp}$  uginają się i rysują się przy tym samym  $\sigma_z$  zgrubsza w ten sam sposób.

Pierwsze rysy powstają przy naprężeniu w betonie  $\sigma''_{br} = R''_{bs}$  względnie przy wydłużeniach w betonie na krawędzi  $\epsilon''_b = (1 \rightarrow 3) \cdot 10^{-4}$ , co odpowiada naprężeniom rzecz.  $\sigma_z = 150 \rightarrow 500 \text{ kg/cm}^2$ , jeżeli uwzględniamy odległość żelaza od krawędzi. Rachunkowe  $\sigma_z$  w/g st. II waha się w bardzo dużych granicach, zależnie od procentu uzbrojenia  $\mu$ . Saliger znalazł związek

$$\sigma_{sr II} = \left(1 + \frac{0.035}{\mu}\right) R_{bs};$$

przy tym rachunkowym naprężeniu pojawiają się pierwsze rysy w czworobocznej belce żelbetowej.

Między dwiema sąsiednimi rysami naprężenia rozkładają się w/g rys. 9. Siła, którą przyjmuje beton na długości między rysami wynosi w/g rys. 9:

$$\Delta Z = f_z \cdot \Delta \sigma_z = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{\sigma''_{b \max}}{z} = \frac{o \cdot e \cdot \tau_{1 \max}}{4}$$

$h$  = wysokość belki;  $z$  = ramię sił wewnętrznych;  
 $o$  = obwód uzbrojenia;  $\sigma''_{b \max} = R''_b$

Stąd prawdopodobna średnia odległość rys od siebie

$$e = \frac{2 \cdot b \cdot h^2}{3 \cdot o \cdot z} \cdot \frac{R''_b}{\tau_{1 \max}}$$

a dla  $z = 0,9 h'$  oraz  $h' = 0,9 h$  otrzymujemy

$$e = \infty \frac{0,9 b h'}{o} \cdot \frac{R''_b}{\tau_{1 \max}}$$

Dla okrągłej stali jest przy średnicy prętów  $d_s$

$$e = \frac{0,23 \cdot d_s}{\mu} \cdot \frac{R''_b}{\tau_{1 \max}}$$

Stąd wynika, że odległość rys staje się tym mniejsza, im większa jest przychepność (a więc u stali guzowatych), większy jest procent uzbrojenia, cieńsze są pręty i wytrzymalszy jest beton na rozciąganie. Ponieważ  $R''_b$  jest proporcjonalne do  $\tau_{1 \max}$ , — a mianowicie dla

$$R'_b = \frac{R''_b}{2} = \frac{R_{bs}}{12} \text{ jest } \tau_1 = \sqrt{R_{bs} \cdot R'_b} = 0,3 R_{bs},$$

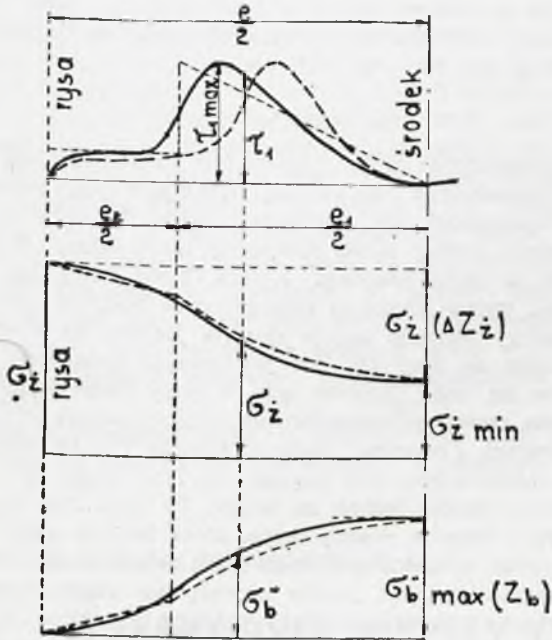
wpływ jakości betonu jest prawie bez znaczenia i dla okrągłej stali jest

$$e = \infty \frac{0,13 d_s}{\mu}$$

(np. dla  $\varnothing 20 \text{ mm}$  i  $\mu = 1\%$  średnia odległość rys  $e = 26 \text{ cm}$ ).

Przy dalszym obciążeniu belki żelazo zaczyna w betonie ślizgać się i naprężenia między sąsiednimi rysami roz-





Rys. 10. (Saliger).

kładają się w/g rys. 10. W pobliżu rysy działa na długości  $e_2$  mały opór tarcia żelaza, a długość  $e_1$  zależy od wydłużalności betonu i zdąża ze wzrostem  $\sigma_z$  do minimum. Im wyższe  $\sigma_z$  tym krótsze  $e_1$ , gdzie jeszcze działa cała przyczepność.

Szerokość rysy wynosi

$\Delta e = k_r \cdot \epsilon_{sr} \cdot e_1$ , przy czym  $k_r$  = współczynnik określający rozkład naprężeń żelaza w pobliżu rysy,  $\epsilon_{sr}$  = jedn. wydłużenie żelaza w miejscu rysy.

Dla  $\sigma_z = 2100 \text{ kg/cm}^2$  (zwykle żelazo) jest  $\epsilon_{sr} = 10^{-3}$ . Zakładając  $e = 260 \text{ mm}$ ,  $e_2 = \frac{e}{2} = 130 \text{ mm}$ ,  $k_r = \frac{2}{3}$

otrzymujemy  $\Delta e = \frac{2}{3} \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0,09 \text{ mm}$ .

Dla  $\sigma_z = 3150 \text{ kg/cm}^2$  (stałe przednie) oraz  $k_r = 0,9$  jest analogicznie  $\epsilon_{sr} = 1,5 \cdot 10^{-3}$  oraz  $\Delta e = 0,18 \text{ mm}$ . Jeżeli rysy mają rozstaw  $< 260 \text{ mm}$ , np. przy większej przyczepności, niż posiadają gładkie stałe, wtenczas rysy są proporcjonalnie mniejsze. W najgorszym razie szerokość rys będzie równa całkowitemu wydłużeniu żelaza między dwiema sąsiednimi rysami. Do tego u stali guzowatych jednak nie dochodzi. Stąd wynika w/g Saligera, że zaleca się stosować stałe guzowate i że można bez obawy zniszczenia uzbrojenia przez rdzę dopuścić dla nich aż do  $2200 \text{ kg/cm}^2$  w silniej uzbrojonych przekrojach teowych, a  $2500 \text{ kg/cm}^2$  w przekrojach czworobocznych. Sposób uzbrojenia belek stałą przednią może zostać ten sam jak dotychczas, zalecać się będzie jedynie rozłożenie uzbrojenia na większą ilość cienkich prętów oraz powiększenie średnicy haków zależnie od kształtu (szerokości) pręta, przy okrągłych prętach do 10 dż.

Niezależnie od Saligera zajmował się kwestią rys również Gehler rozwijając w swym referacie sposób obliczenia głębokości rys jak następuje: W chwili pojawienia się rysy musi żelazo przyjąć dodatkową siłę rozciągającą, którą do tego czasu przyjmowała na siebie rozciągana strefa betonu. Jeżeli siłę tę wyrażamy jako ułamek  $k$  siły  $Z$ , działającej w rozciągającym pasie, oraz przyjmujemy  $R''_b = 0,09 R_{bk}$  wtenczas

$$k \cdot \sigma_{sr} \cdot f_s = (0,09 R_{bk}) \cdot t \cdot b_0 \dots (1)$$

przy czym  $t$  = głębokość rysy;  $b$  = szerokość strefy rozciąganej.

Współczynnik (ułamek)  $k$  obliczamy jak następuje:

$$k = \frac{s}{n''}, \quad n'' = \frac{E_s}{E''_b} = 8,4 \text{ (o ile nie znaleziono doświadczalnie dokładniejszej wartości)}$$

$s$  zależy od jakości betonu; można przyjąć średnio

$$\begin{aligned} \text{dla } R_{bk} = 120 \rightarrow 160 \text{ kg/cm}^2 \quad s = \frac{1}{3} \text{ czyli } k &= \frac{4}{100} \\ &= 160 \rightarrow 225 \quad ,, \quad s = \frac{2}{3} \quad ,, \quad k = \frac{8}{100} \\ &> 225 \quad ,, \quad s = 1 \quad ,, \quad k = \frac{12}{100} \end{aligned}$$

czyli udział rozciąganego betonu w nośności pasa rozciąganego przed pojawieniem się rysy wynosi 4 — 12%.

Z równania (1) możemy obliczyć głębokość rysy  $t$  w chwili jej pojawienia się, zakładając  $\sigma_{sr} = \nu \cdot \sigma_{sd}$  według wartości  $\nu$  podanych poniżej. Po tym rysa powiększa się już proporcjonalnie do  $\sigma_z$ , tak, że głębokość rysy  $t$  dla  $\sigma_z > \sigma_{sr} < \sigma_{sp}$  jest wogóle

$$t = \frac{1}{b_0} \cdot \frac{k \cdot \sigma_z \cdot f_s}{0,09 R_{bk}}$$

Na podstawie licznych doświadczeń znalazł Gehler stosunek rachunkowego naprężenia  $\sigma_{sr}$  wg st. II dla momentu pojawienia się rysy do naprężenia dopuszczalnego

$\sigma_{sd}$ , czyli  $\nu = \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sd}}$  w/g następującej tabeli<sup>1)</sup>:

Tabl. III. (w/g Gehlera).

	St 37	St 48	St 52	Isteg	Średnio
$\sigma_{sd}$	1200	1500	1800	1800	—
plyty	0,73—0,83	0,61—0,71			$\approx 0,75$
plyty krzyż. zbroj. podparte na całej długości boków	1,36—2,05				
plyty krzyż. zbroj. podparte w 4 narożach	1,38—1,40				
belki teowe	0,4—0,5		0,36—0,47	0,4—0,5	$\approx 0,5$

(Przy obliczeniu bezpieczeństwa od rys przy obciążeniach częstotliwych należałoby zakładać  $\nu$  dwa razy mniejsze, co wynika z rozdziału I.)

e) **Ogólne uwagi o rysach.** Odnośnie wpływu jakości betonu na rysy można ogólnie powiedzieć, że wszystko, co podwyższa wytrzymałość betonu na rozciąganie podwyższa również bezpieczeństwo od rys (por. rozdz. I). Następnie bezpieczeństwo od rys jest tym większe im szerszy jest dolny pas, dlatego Gehler poleca przekroje dwuteowe, odwrócone teowe oraz skrzynkowe. Poza tym stwierdzają wszyscy badacze zgodnie, że bezpieczeństwo od rys wy-

<sup>1)</sup> Zamiast wartości  $\sigma_{sr} = \nu \sigma_{sd}$  obliczonych zapomocą powyższej tabeli, możnaby dla czworobocznych przekrojów obliczyć  $\sigma_{sr}$  ze wzoru Saligera, który ma tę zaletę, że uwzględnia wpływ jakości betonu i procentu uzbrojenia na moment tworzenia się rysy.

rażone przez  $\nu = \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sd}}$  jest tym większe, im słabszy jest

procent uzbrojenia  $\mu$ <sup>18)</sup>, czyli większy procentowy udział rozciąganego betonu w nośności belki. Im silniejszy jest rozciągany przekrój betonowy, tym wyższe jest rachunkowe  $\sigma_{sr}$ <sup>19)</sup>. Moment pojawienia się pierwszej rysy jest trudny do uchwycenia, gdyż rysy szczególnie przy silnym uzbrojeniu mogą początkowo być niespostrzegalne dla oka. Thomas podaje, że na białej wygładzonej powierzchni już rysy o szerokości 0,0025 mm są widoczne. Szerokość rys przy rachunkowych  $\sigma_{sr} = \sigma_{sd}$  mierzył Gehler i znalazł następujące wymiary:

St. 37 ( $\sigma_{sd} = 1200$ )  $b_r = 0,07$  mm,

St. 52 ( $\sigma_{sd} = 1800$ )  $b_r = 0,04 \rightarrow 0,13$  mm,

St. Isteg ( $\sigma_{sd} = 1800$ )  $b_r = 0,08 \rightarrow 0,11$  mm.

Ponieważ Gehler uważa za niegroźne  $b_r = \infty 0,125$  mm a Saliger nawet  $0,2 \rightarrow 0,3$  mm, można stąd wnioskować, że przy uzbrojeniu stałą przednią wielkość rys na granicy  $\sigma_{sd}$  jest praktycznie zupełnie nieszkodliwa.

W/g Bornemanna współpraca betonu w strefie rozciąganej jest tym lepiej zapewniona, im większa jest przyczepność żelaza i im większa jest plastyczna odkształcalność betonu. Dopóki działa jeszcze przyczepność, ilość rys w belce wzrasta. Jeżeli przyczepność już jest przewyższona wskutek częstotliwości obciążeń, wtenczas ilość rys już nie powiększa się, ale wzrasta ich wielkość. Do całkowitego przewyższenia przyczepności nie dochodzi u stali Isteg i innych stali guzowatych nawet pod częstotliwymi obciążeniami, to też u tych stali tak ilość jak i szerokość rys od pewnego momentu począwszy pozostaje niezmienna. Im drobniejsze rysy tym łatwiej zamykają się. Na ten sam temat dorzuca kilka ciekawych uwag Thomas. W/g Thomasa przy odciążeniu rośnie początkowo nieco sumaryczna szerokość rys, po całkowitym odciążeniu zmniejsza się ona na połowę, ale już się nie zamyka. Przyczyną jest tarcie tych elementów prętów zbrojeniowych, które zdążyły się już w betonie przesunąć. Krzywa wzrostu sumy szerokości rys w zależności od obciążeń wskazuje ściślej początek płynięcia uzbrojenia niż krzywa ugięć. Suma szerokości rys wzrasta, im mniejszy jest procent uzbrojenia, ona musi wobec tego być większa im przedniejsze są stale. Szerokość rys wzrasta z czasem trwania obciążenia, a to wskutek plastycznego odkształcenia ściskanego betonu. Rysy, które mogły się całkowicie zamknąć, goją się z biegiem czasu. Walce betonowe obciążone do momentu pojawienia się drobnych rys i po tym odciążone, po kilku latach wykazały wytrzymałość  $R = 1,67 \rightarrow 3,79 R_{0,8}$ , przy czym wytrzymałość ta była w i ę k s z a niż wytrzymałość walców uprzednio nieuszkodzonych. Brice podkreśla, że rysy wskutek ścinania występują wtenczas, jeżeli wytrzymałość betonu na rozciąganie jest przekroczona. Rysy tego rodzaju pojawiają się tak często, że się

<sup>18)</sup> Określenie  $\mu$  w % przekroju miarodajnego dla ściskania nie jest fortunne i komplikuje całe zagadnienie, które przecież w gruncie rzeczy sprowadza się do wzoru

$$\sigma''_b = \frac{Z}{F_{b\text{ rozsc}} + n_{\text{ rozsc}} \cdot F_s}$$

<sup>19)</sup> I tym większy skok rzeczywistego naprężenia w żelazie przy pojawieniu się rysy; u bardzo słabo uzbrojonych belek, gdzie  $\sigma_{sr} \approx R_{sp}$ , zarysowanie się i załamanie belki mogą nastąpić jednocześnie, stąd twierdzenie Saligera w innym miejscu, że  $\mu$  nie winno u żelbetowych konstrukcyj być mniejsze od  $\infty 0,3\%$  (przy zwykłym żelazie).

je uważa za całkiem normalne, i nie są groźne, jeżeli belka została uzbrojona na ścinanie, obojętnie czy zapomocą strzemion, czy też odgiętych prętów.

#### IV. Belki bez rys.

Klasyczna teoria żelbetu oparta jest na założeniu, że rysy są nieuniknione i że funkcją żelaza jest tylko zastąpić mało wytrzymały na rozciąganie beton. W belce skonstruowanej według zasad klasycznej teorii żelazo istotnie zaczyna w pełni pracować dopiero, kiedy beton się zarysował; wpływ żelaza na zabezpieczenie belki od rys jest minimalny; obecność żelaza sprawia jedynie, że moment pojawienia się rysy nie jest jednocześnie momentem załamania się belki. Podczas gdy wszyscy badacze szli w kierunku raczej usprawiedliwienia rys i wykazania ich nieszkodliwości, Freyssinet postawił kwestię rys na całkiem nowej płaszczyźnie. Nie negując, że rysy mogą być nieszkodliwe, uważa jednak za lepsze, by tych rys wogóle nie było i rozwija własną teorię, która istotnie może być przewrotem w niektórych dziedzinach żelbetnictwa. Teoria Freyssineta znajdzie jeszcze niewątpliwie obszerniejsze i kompetentniejsze oświetlenie w polskiej literaturze, dlatego oddam tylko w najogólniejszej formie praktyczną stronę rozwiniętych przez niego myśli. Freyssinet bierze jako uzbrojenie stale o bardzo wysokiej granicy plastyczności około  $8 - 10000$  kg/cm<sup>2</sup>. Ponieważ naturalna granica plastyczności wszystkich stali waha się nawet przy tym samym materiale w bardzo dużych granicach, Freyssinet uszlachetnia żelazo uprzednio przez wydłużenie na zimno, przez co osiąga podobnie jak u stali Isteg podwyższenie granicy plastyczności wogóle, oraz poprawia jednolitość materiału. Tak wydłużoną na zimno stal Freyssinet napręża przed zabetonowaniem do ok.  $3000 - 6000$  kg/cm<sup>2</sup>. Żelazo to kładzie tam, gdzie się je kładzie normalnie, a mianowicie przy krawędzi, która przy zginaniu pracować będzie na rozciąganie. Po tym obetonowuje naprężone żelazo i po stwardnieniu betonu je odpręża. Wskutek przyczepności i małej odkształcalności betonu żelazo nie może się całkowicie odprężyć i wywołuje przez to w przekroju żelbetowym ogromne dodatkowe naprężenia: ściskające w miejscu zbrojenia i rozciągające na przeciwległej krawędzi. Te dodatkowe naprężenia wynosić mogą do kilkuset kg/cm<sup>2</sup>. Jeżeli taką belkę obciążymy, wtenczas moment zginający zmniejsza w dolnym uzbrojonym pasie naprężenia ściskające, a w górnym nieuzbrojonym naprężenia rozciągające i ogólny efekt jest taki, jakgdybyśmy mieli beton o zupełnie nowych właściwościach, a mianowicie, posiadający niespotykaną dotychczas wytrzymałość na ścianie oraz dużą, bo sięgającą kilkuset kg/cm<sup>2</sup> wytrzymałość na rozciąganie. Taka belka jest oczywiście zupełnie zabezpieczona od zarysowania się, choćby dlatego, że do pewnych wysokich granic, w gruncie rzeczy w niej rozciąganie wcale nie występuje. To też rezultaty osiągnięte w praktyce przez Freyssineta są wprost zdumiewające. Rury wykonane według tej metody były szczelne przy 250 atm. ciśnienia wody, maszty wytrzymały przy uzbrojeniu naprężoną stałą przednią w ilości 50 kg/mb, bez najmniejszego uszkodzenia 500000 obciążeń, podczas gdy takie same maszty uzbrojone zwykłym żelazem bez naprężenia w ilości 130 kg/mb zarysowały się już po 100 obciążeniach i złamały się po 1000 obciążeniach i t. d. Freyssinet używał przy tym beton wstrząsany i sprasowany oraz żyłspieszyl zapomocą sprężonej pary jego twardnienie tak, że już po kilku godzinach po zabetonowaniu otrzymał wytrzymałości do 1000 kg/cm<sup>2</sup>.

Naprężenie pierwotne żelaza przed zabetonowaniem mu-

si być wysokie, bo trzeba przewidzieć spadek tego naprężenia wskutek skurczu i plastyczności betonu, a spadek ten może wynosić od 1000 — 3000 kg/cm<sup>2</sup>. Thomas omawiając skuteczność naprężenia pierwotnego stali (nawiązując zresztą do pracy Freyssinet'a), zwraca jeszcze uwagę na to, że naprężona stal na końcach belki musi się na pewnej przestrzeni ślizgać aż do punktu, gdzie sumaryczne tarcie równa się całkowitej przyczepności żelaza. Oznaczałoby to pewne osłabienia belek na końcach, osłabienie o tyle niegroźne, że naprężenie od zginania belki przy oporze i tak jest zawsze mało bardzo, a odporność belki na ścinanie w/g Freyssinet'a osiągnąć można przez pierwotne naprężenie pionowych żelaz zastępujących strzemiona.

Teoria Freyssinet'a otwiera zupełnie nowe drogi dalszego rozwoju żelbetnictwa, tym bardziej, że umożliwia znacz-

ne potanie konstrukcyj żelbetowych, jak obszernie udowodnia jej twórca.

Przez pierwotne naprężenie żelaza można strzałkę ugięcia belek żelbetowych zmniejszyć prawie 5-krotnie, zrobić je zupełnie odporne na rysy oraz stosować stałe o bardzo wysokich granicach plastyczności przy jednoczesnym pełnym wyzyskaniu ich nośności. Nie wszędzie będzie można metodą Freyssinet'a stosować, ale w dziedzinie fabrykacji gotowych masztów, rur, podkładów kolejowych i t. p. wywoła ona niewątpliwie przewrót; do tego dojdzie fabrykacja belek (analogicznych do profilów drewnianych i żelaznych), nowe sposoby budowania bezrysowych dróg betonowych oraz zupełnie nowe możliwości przy budowie mostów. Freyssinet przewiduje już dziś konstrukcję belkowych mostów żelbetowych o rozpiętościach przewyższających znacznie 100 m.

INŻ. DR. ALFONS CHMIELOWIEC, Lwów.

## ŻELBETOWE MOSTY O WIELKICH ROZPIĘTOŚCIACH NA KONGRESIE BERLIŃSKIM

Kongres berliński Międzynarodowego Związku Mostów i Budownictwa, październik 1936, poświęcił IV posiedzenie nowym kierunkom w budowie mostów i konstrukcyj. Podzielono ten temat na:

- a) Powierzchnie samonośne.
- b) Mosty o wielkich rozpiętościach.

Ten ostatni temat omawiało 6 referatów:

IV. b. 1. Boussiron, Paryż: Współczesne dążenia we wielkich budowlach żelbetowych.

IV b. 2. Dr. Ing. Fr. Dischinger, profesor politechniki, Berlin: Skompensowanieciągnięć przy zginaniu.

IV b. 3. Dr. Ing. A. Hawranek, prof. politechniki niemieckiej w Brünn: Mosty łukowe o wielkich rozpiętościach.

IV b. 4. Inż. S. Kasarnowsky, Sztokholm: Sklepienie mostu Traneberg w Sztokholmie.

IV b. 5. Dr. Ing. Mörsch, profesor politechniki, Stuttgart: Wpływ hamowania na mosty masywne.

IV b. 6. Dr. Ing. Parvopassu, profesor Królewskiej Szkoły Inżynierskiej, Padwa: Nowe kierunki w budowie wielkich konstrukcyj żelbetowych.

Pominiemy referat Mörscha, który odbiegał od innych i omawiał zagadnienie specjalne. Zato należy wciągnąć do naszych rozważań, a przynajmniej wspomnieć artykuł Freudenthala, Warszawa: Teoria wielkich sklepień betonowych i żelbetowych w IV tomie Publikacyj (Mémoires) 1936, Międzynarodowego Związku Mostów i Budownictwa, gdzie pomieszczono niektóre referaty kongresowe, z braku miejsca w publikacji głównej.

Nie będziemy streszczać każdego referatu z osobna po kolei, bobyśmy musieli się często powtarzać. Niektóre bowiem fakty, zasady i wnioski traktowane są przez kilku autorów. Przedstawimy więc całość zagadnienia, wymieniając autorów tylko tam, gdzie mowa o ich własnych metodach i projektach. Będzie to przejrzysiej i zwięźlej.

Parvopassu omówił niektóre mosty włoskie na tle współczesnych tendencji. Boussiron ilustruje swoje ogólne uwagi mostem przez siebie wykonanym (1934) na Sekwanie pod Roche-Guyon, l = 161 m, Kasarnowsky mostem na Traneberg w Sztokholmie, l = 181 m, Hawranek zaś pro-

jektom mostu o rozpiętości 400 m, Dischinger wprowadza w beton wstępne ściskanie przy pomocy obmyślanych przez siebie i patentowanych ściągów, które ilustruje projektami mostów o belkach ciągłych, przegubowych, lub nie i projektami mostu wiszącego i mostu łukowego gibkiego. Wszyscy wymieniają nazwisko Freyssineta. On bowiem wykonał szereg potężnych mostów, w tym słynny most na rzece Elorn pod Plougastel i wystąpił z projektem mostu na 1000 m, zastosował w nich beton wstrząsany, własną metodę zdejmowania krążyn i regulowania naprężeń, pomysłowe rusztowania. On zwrócił uwagę inżynierów na pełzanie betonu, on wprowadził sztuczne ściskanie w belki, zamieniając je na poziome słupy, przy pomocy wstępnego naciągnięcia wkładek ze stali wyborowej<sup>1)</sup>. Prócz wymienionych mostów wybijają się w referatach także most betonowy de la Caille, przerzucony śmiało nad przepaścią 150 m głęboką i 140 m szeroką.

Wielki most, to nie jest to samo, co mały most w powiększeniu. Różnica jest nie tylko ilościowa, ale i jakościowa. Przy budowie wielkiego mostu żelbetowego nie tylko zwiększają się wymiary poszczególne w porównaniu z mostem małym, ale pojawiają się nowe trudności, nowe problemy. Wielki most wymaga wielkich naprężeń dopuszczalnych, a więc materiałów wyborowych: cementu i stali i ściśłego zastosowania współczesnych metod technologii betonu. Wielkie naprężenie dopuszczalne pociąga za sobą różne skutki, które trzeba rozważyć. Łuki muszą mieć dokładnie kształt linii ciśnienia. Ale sprężyste skrócenie, skurcz i pełzanie betonu, poddanie się rusztowań, przyczółków i gruntu powodują, mimo to momenty zgięcia. Trzeba odpowiednich korektur dla kształtu osi i odpowiednich sposobów wykonania dla usunięcia nierówności naprężeń. Ciężar własny należy zmniejszyć do ostatnich granic możliwości. W tym celu naprzykład na Traneberg zastosowano pomost stalowy. W tym samym celu stosuje się przekroje wydrążone (skrzynkowe), aby nie zwiększając ciężaru osiągnąć jednak potrzebny moment bezwładności przeciw wyboczeniu i odpowiedni moment oporu na możliwe momenty. Przekroje dobieramy tak, aby naprężenia

<sup>1)</sup> Dr. C. Kłóś: Freyssinet i jego rewolucje stalbetonowe. Przegląd Budowlany 1937, str. 66.

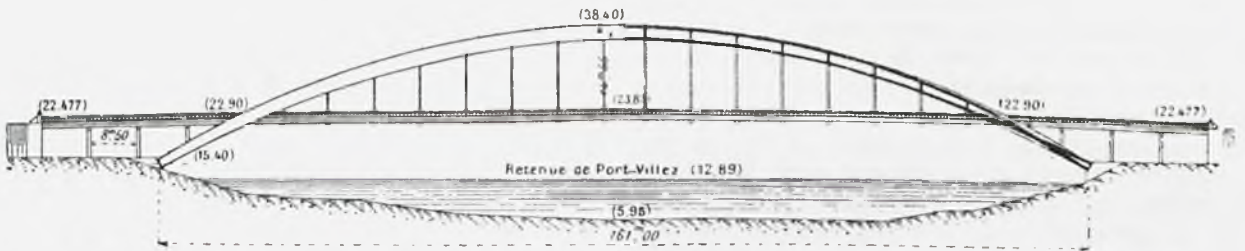


Fig. 1. Widoki i przekrój podłużny mostu na Sekwanie w Roche Guyon. W nawiasach cechy wysokości.

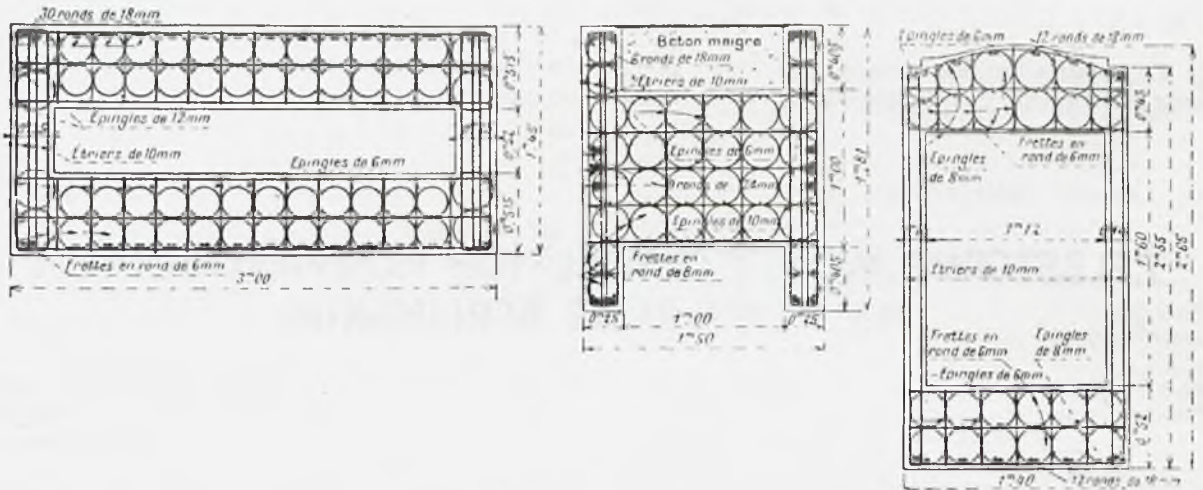


Fig. 2. Przekroje poprzeczne łuku w Roche Guyon. Z lewej strony — w węzłowi, z prawej w kluczu. Oznaczenia francuskie: rond = żelazo okrągłe, étriers = strzemiona, frettes = zwoje, epingle = szpilka, krótki drut.

były ile możliwości równe w obu skrajnych warstwach na całej długości łuku. Uzyskać to można przez odpowiedni wybór zmienności momentów bezwładności i powierzchni przekrojów i osi łuku i wreszcie odpowiedni sposób zdejmowania krążyn. Wielkie kubatury betonu wymagają dłuższego czasu betonowania, a że z wiekiem betonu rośnie nie tylko wytrzymałość, ale i moduł sprężystości  $E$ , więc należałoby do teorii łuków wprowadzić zmienność  $E$ , nie tylko od przekroju do przekroju, ale i w obrębie tego samego przekroju, z uwagi na betonowanie pierścieniami. Betonowanie pierścieniami narzuca się jako konieczność, aby ulżyć krążynom. Rusztowanie mimo to wybija się na czoło zagadnienia i decyduje o projekcie i ustroju samego mostu.

#### Projekt.

Postępy w produkcji wyborowych cementów i postępy technologii betonu stworzyły ambicje i ośmieliły konstruktorów do wykonania projektów o gigantycznych rozpiętościach. Wytrzymałość 400 — 500 kg/cm<sup>2</sup> otrzymać można łatwo na budowie. A więc naprężenie dopuszczalne 100 kg/cm<sup>2</sup>. We Francji, w betonie uzwojonym na 1,1%, naprężenie dopuszczalne = 150, zaś przy 3,6% nawet 0,6 x  $W$  = 240 kg/cm<sup>2</sup>. Nad Traneberg przyjęto dla obciążenia normalnego, t. j. ciężar własny, ruchomy i skurcz  $-10^\circ$  i zmiany temperatury  $\pm 8^\circ C$ , naprężenie dopuszczalne = 100 kg/cm<sup>2</sup>. Dla obc. wyjątkowego j. w. + wiatr + dalsze  $\pm 8^\circ C$ , naprężenie dopuszczalne = 120 kg/cm<sup>2</sup>. Dla łuków wielkich ciągnięcie dopuszczalne betonu nas nie obchodzi bo dobieramy tak kształt osi i przekroje, aby było tylko ściskanie. Hawranek przyjmuje dla swojego projektu naprężenie dopuszczalne 200 kg/cm<sup>2</sup>. W moście Roche de Guyon przyjęto 125 kg/cm<sup>2</sup>.

Roś znalazł w moście Baden - Wettingen w kluczu

(zworniku)  $E = 284000$ , we węzłowi zaś 343000 kg/cm<sup>2</sup>. Przyjmując w swoim projekcie we węzłowi większy moduł sprężystości niż w kluczu, Hawranek otrzymał według wzorów przez siebie wyprowadzonych momenty we węzłowi o 1,8% większe, zaś w kluczu o 11,2% mniejsze, niż gdy się przyjmie  $E = \text{const}$ .

Most w Roche Guyon na Sekwanie,  $l = 161$  m, fig. 1, jest interesujący, dzięki zastosowaniu tutaj, podobnie, jak w moście Conflans Fin - d'Oise niezwykle prawa zmienności przekrojów. Przekroje te, fig. 2, rosną oczywiście od klucza ku węzłowi, jak tego wymaga siła osiowa dla ciężaru własnego. Dla zmniejszenia rozpiętości poprzecznie szerokość łuku na całej długości ponad pomostem jest stosunkowo wąska, 1,46 m. Poniżej pomostu rozszerza się aż do 3,0 m. Momenty bezwładności  $I'$  maleją, fig. 3. Bousiron chciał w ten sposób uzyskać korzystniejszy rozkład najw. momentów i oszczędność na materiale. Dla wybranego stosunku  $l : f = 7$ , porównuje on 3 łuki: I  $I' = \text{const}$ ,  $\Omega' = 3$  m, II  $I' = \text{const}$ . na długości  $\frac{2}{3} l$ , zaś w pobliżu węzłowi  $I'$  zmienne znacznie mniejsze, III  $I'$  rośnie od klucza ku węzłowi według wzoru Chalos'a  $I' \cos \alpha =$

$$= I_0 : \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{x}{a} \right)^2 \right], \text{ przy czym } l = 2 a. \text{ Na fig. 4}$$

widzimy odpowiednie wykresy największych momentów na lewej połowie łuku. Dla porównania jest tam również linia o najw. rzędnej 1054 tm dla łuku 3-przegubowego i linia o najw. rzędnej 1010 tm dla łuku dwuprzegubowego. Typ II daje rzeczywiście najmniejsze przekroje (typ I zaś największe), a więc oszczędność na kubaturze łuku, a także najmniejszy moment przy węzłowi (nie licząc łuków z przegubami), co daje oszczędność na kubaturze przyczółków i mniejsze odkształcenie gruntu, zwłaszcza, że

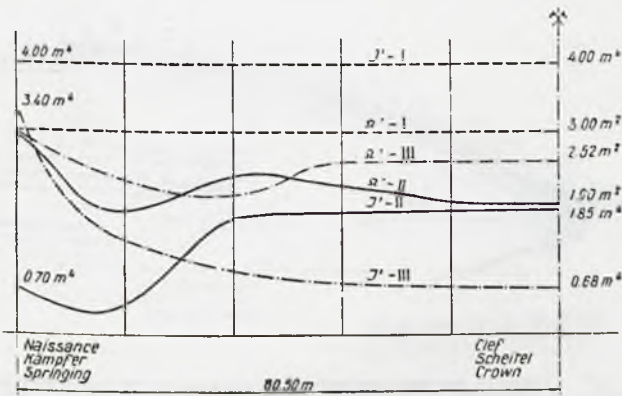


Fig. 3. Wykres momentów bezwładności I i przekrojów  $\Omega$  lewej połowy łuku. Naissance = wezłowie, Clef = klucz.

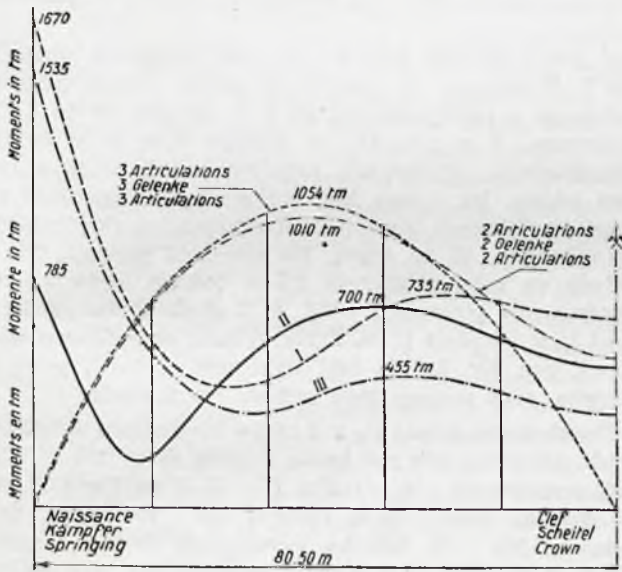


Fig. 4. Wykres momentów. Articulation = przegub.

i siła osiowa N jest w typie II najmniejsza. Widać to z tabeli.

typ	M tm	N ton
I	1670	2200
II	785	1850
III	1535	2060

Niejasnym jest jednak, co autor rozumie przez „przekroje zredukowane”  $\Omega'$ . Jest mianowicie sprzeczność między fig. 2 i 3. Przekrój w kluczu w/g fig. 2 wynosi 1,36 m<sup>2</sup> a nie 1,90, zaś we wezłowie 4,11 m<sup>2</sup>, a według fig. 3 niecałe 3 m<sup>2</sup>. Łuki z przegubami dałyby jeszcze większą oszczędność na przyczółkach, ale wykonanie przegubów przy takich ogromnych siłach N, byłoby kosztownym, musiałyby to być przeguby stalowe, aby możliwie dokładnie określały matematyczny punkt zaczepienia reakcji. Dla przegubów żelbetowych wynika z wzorów Hertza zbyt wielki promień krzywizny, czyli duża powierzchnia styku.

Obliczono kubaturę łuku dla różnych strzałek f. Na tej podstawie wybrano stosunek 1 : f = 7. Dla tego stosunku średni przekrój wynosi 2,23 m<sup>2</sup>, zaś dla 1 : f = 5 wynosiłoby nie wiele mniej bo 1,95 m<sup>2</sup>.

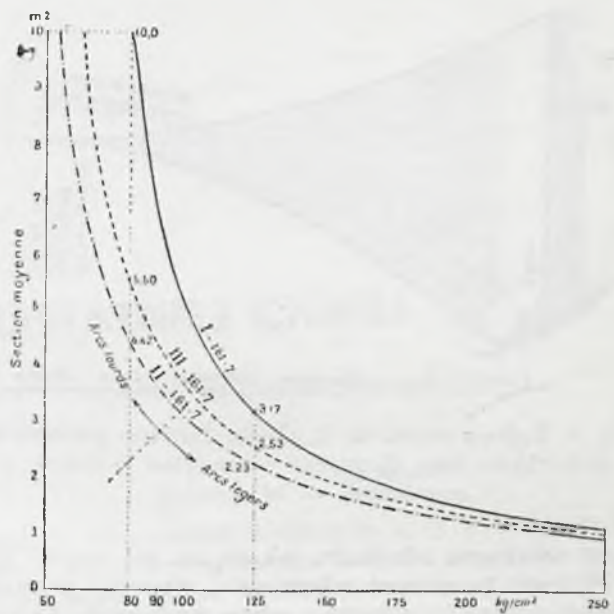


Fig. 5. Średnia wartość pola przekroju w zależności od naprężenia dopuszczalnego.

Wtedy jednak i wpływ wiatru byłby większy i wysokość rusztowań, a więc i ich koszt. Wykres fig. 5 skonstruowano dla zorientowania się co do wyboru naprężenia dopuszczalnego. Przy naprężeniu 80, przekrój wynosiłby 4,42 m<sup>2</sup> zamiast 2,23. Byłby to już łuk bardzo ciężki. Dlatego zdecydowano się na 125 kg/cm<sup>2</sup>, chociaż to wymagało uzwojenia. Ostatecznie Boussiron dochodzi do wniosku, że przez odpowiedni wybór powierzchni i kształtu przekrojów można dla dowolnego prawa zmienności I' otrzymać żądane naprężenie dopuszczalne. Ale minimum objętości otrzymamy dla typu II lub III. Wybór między II i III zależy od okoliczności. Wybieramy III, gdy pomost górą, gdzie mała grubość w kluczu idzie w parze z estetyką, przypominając mosty kamienne i gdzie grunt jest dość silny na przyjęcie momentów utwierdzenia. Należy jednak rozważyć, czy pewność na wyboczenie w płaszczyźnie łuku jest dostateczna.

### Rusztowanie.

Budowa wielkich mostów łukowych orientuje się głównie ku metodom wykonania, przy czym rusztowanie staje się główną pozycją kosztorysu i decyduje o tym, czy most żelbetowy może stanąć do konkursu z mostami stalowymi.

Most na rzece Elorn pod Plougastel o trzech łukach po 180 m zwyciężył w konkursie tylko dzięki temu, że rusztowanie, t. j. łuk kratowy drewniany, zostało trzykrotnie zastosowane. Rusztowanie mostu na Traneberg użyto dwa razy, osobno dla każdego z łuków bliźniaczych. Hawranek tworzy swój łuk z dwu identycznych łuków, jednego na drugim, z których tylko jeden potrzebuje rusztowania.

Rusztowanie na rzece Elorn przewieziono korzystając z wielkich przypływów i odpływów morza. Trzeba było wielkiej precyzji, aby w czasie przepływu zdjąć, w czasie odpływu ułożyć rusztowanie o rozpiętości 150 m na odpowiednich podporach. Rusztowanie mostu de la Caille (wykonał Inż. Caquot) o rozp. 140 m nad przepaścią 150 m głęboką, stanowił łuk kratowy drewniany o wysokości 3,75 m w kluczu, 5,90 w wezłowie. Został on wykonany przy pomocy 8 kabli  $\varnothing$  30 mm. Na wieszakach  $\varnothing$  8 mm gęsto na kablach rozwieszonych i sięgających w dół do podniebienia łuku drewnianego zawieszono najpierw be-

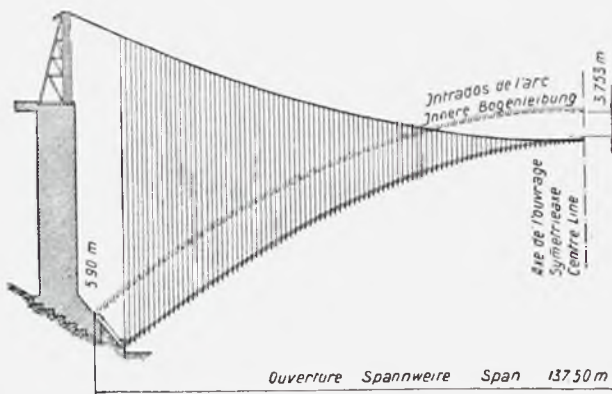


Fig. 6. Budowa mostu de la Caille. Intrados de l'arc = podniebienie łuku. Ouverture = rozpiętość w świetle. Symétrieachse — oś symetrii.

leczki poprzeczne tak długie, jak łuk ma być szeroki, fig. 6. Belezki te, stężone odpowiednio, stanowiły pierwszy pomost roboczy do wykonania całego rusztowania. Na tym pomoście rozłożono cały materiał na budowę łuku drewnianego, aby automatycznie się wytworzył taki kształt podniebienia łuku drewnianego, jaki był w projekcie. Dopiero, wtedy przystąpiono do wykonania tego łuku. Oba powyższe mosty znamy z opisu inż. Balickiego<sup>2)</sup>.

Rusztowanie mostu na Sekwanie pod Roche Guyon, fig. 7. Rozpiętość mostu 161 m, jest największą, jaką zastosowano w łukach o pomoście zawieszonym. Typowy to dla nas przykład, gdyż rzadko mamy wielką wysokość wolną pod mostem. Na dnie Sekwany ufundowano 3 jarzma co 43 m. Miały one dźwigać ciężar własny pomostu, rusztowania i krążyn. Te zaś miały po zmontowaniu same dźwigać beton łuku. Dla ostrożności obliczono na wszelki wypadek rusztowanie na całość obciążenia. Porządek robót: 1) Montowanie jarzm, 2) Zawieszenie na ukośnych linach pomostu drewnianego pod przyszły pomost żelbetowy, przy czym posuwano się od jarzma na obie strony, 3) Montaż krążyn pod łuki. Poprzednio jeszcze wykonano zwykle gęste rusztowanie dla części łuku poniżej pomostu, na brzegach. Aby utrzymać oś krążyn na swoim, obliczonym miejscu i uniknąć ich obniżenia wstawiono w kluczu krążyny prasę hydrauliczną. Krążyny można liczyć jako belki o rozp. 130, t. j. tyle, ile wynosi odległość punktów przecięcia pomostu i podniebienia. Podczas betonowania największe ugięcie wynosiło 8 mm. Betonowano od węzłowi ku kluczowi. Zdjęcia krążyn dokonano przez zwolnienie pras w ich kluczu.

Most przez Tranebergssund w Sztokholmie jest w obec-

<sup>2)</sup> Inż. Z. Balicki: Budowa dwóch, największych w świecie mostów sklepieniowych. Inżynier Kolejowy 1928 i 1929.

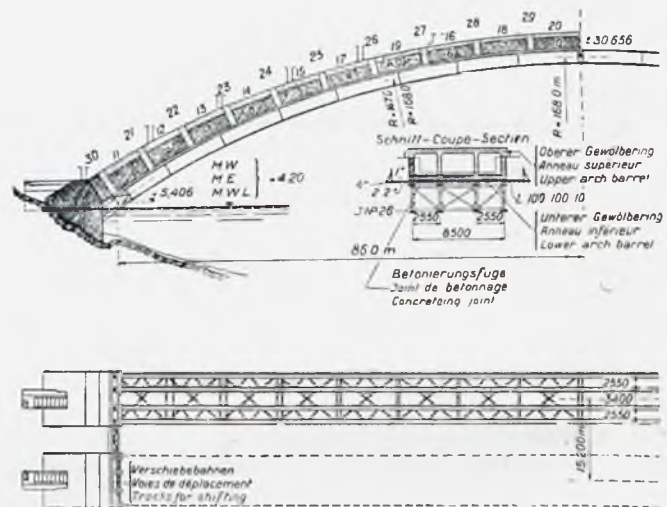


Fig. 8. Budowa mostu na Traneberg. Anneau = pierścień.

nej chwili mostem rekordowym pod względem rozpiętości<sup>3)</sup>. Przekracza on przeszkodę wodną jednym przestępem łukowym o rozpiętości 181 m,  $f = 26,2$  m. Są to 2 łuki bliźniacze, 9 m szerokie, w odstępnie 6,20 m w świetle. Na ścianach żelbetowych, rozmieszczonych co 13 m, tak nad łukiem, jak i poza jego obrębem, przebiega lekki pomost ze stalowych blachownic spawanych, przykrytych płytą żelbetową, 22 cm grubą. Na szerokość pomostu 27,5 m składa się kolej dwutorowa 8,5 m (odstęp torów 3,5 m), chodniki dla pieszych 2 i 2,5 m, 2 chodniki dla cyklistów po 1,25 m i jezdnia 12 m. Przekrój łuku, oczywiście skrzynkowy, por. fig. 8. Oba łuki wykonano po kolei, jeden po drugim, przy pomocy tego samego rusztowania.

Rusztowanie składa się z 4 łuków blaszanych, utwierdzonych, usytuowanych pod każdą ścianką sklepienia. Rozpiętość rusztowania 172, strzałka  $f = 25,25$  m, Przekrój stały: ścianka 2400 . 18, 4 kątowniki 100 . 200 . 18 i dwie nakładki 800 . 24. Ścianka wzmocniona dwoma korytkami N P 26. Stal 52 o granicy plastyczności 3600 kg/cm<sup>2</sup> i wydłużeniu 20%. Naprężenie 2210 kg/cm<sup>2</sup>, a więc większe od dopuszczalnego, 1800, a to z uwagi na prowizoryczność budowy. Ciężar rusztowania :

stal 52, łuki	660 ton
„ 44, stężenia	195 „
„ 37, tor przesuwowy	66 „
„ lana i wałki	27 „
<b>Razem</b>	<b>918 ton</b>

<sup>3)</sup> Prof. A. Kuryłło: Budowa żelbetowego mostu łukowego przez Tranebergssund w Sztokholmie. Czasopismo Techniczne, 1933.

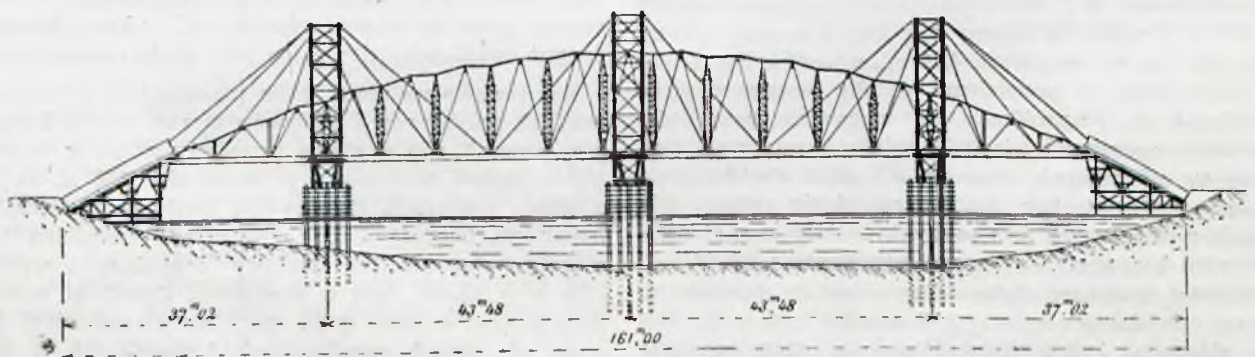


Fig. 7. Schemat rusztowania mostu w Roche Guyon.

Montowania rusztowań dokonano na rusztowaniach pływających.

Zdjęcie rusztowań. Po zabetonowaniu umieszczono w kluczu 18 pras hydraulicznych o sile 330 t i ciśnieniu 450 atm, które oddzieliły obie połowy łuku o 11 cm na górze, a o 10 cm na dole. Klucz (zwornik) podniósł się o 17 cm i na długości 20 m oddzielił się od rusztowań. W tym momencie parcie wynosiło 6000 t, czyli o 577 t więcej niż potrzeba, żeby linia ciśnienia wpadła w oś łuku. Teraz wprowadzono do wężłowia rusztowania 16 pras i obniżono rusztowanie tak, że się zupełnie oddzieliło od sklepienia. Ułożono je na walcach i przetoczono poprzecznie na miejsce drugiego sklepienia bliźniaczego. Regulowanie naprężeń sposobem Freyssineta przy pomocy 22 pras. Wprowadzono w klucz moment ujemny 1500 tm i dodatkowe parcie 375 t. W ten sposób pozostała jeszcze szczelina jednostajnej grubości 4 cm. Zabetonowano ją z prawą cementową 570 kg, wyjęto prasy i zabetonowano komory.

Przy próbnym obciążeniu ciężarem 8,45 t/m, t. j. o 13% większym od przyjętego w obliczeniu, znaleziono ugięcie w kluczu 28,7 mm, w tym 10 mm trwałe, w ¼ rozpiętości 29,7 mm, w tym 7 trwałe. Naprężenie mierzono Huggenbergerem. We węzłowie 17,7 kg/cm<sup>2</sup>, czemu odpowiada  $E = 300.000 \text{ kg/cm}^2$ . Naprężenie dynamiczne mierzono oscylografem Stoppani'ego. Dwa wozy 33,5 tonowe jeździły z prędkością 15,9 — 43,8 km na godzinę i wywołały największe ugięcie 1,7 mm, niezależnie od prędkości. Odpowiadałoby to wartości  $E = 570.000 \text{ kg/cm}^2$ . Zmierzono drgania własne mostu: pionowe przy pomocy wahadła astatycznego o drganiach 4 sek. Pionowe, wywołano miarowym skakaniem 4 chłopów na miejscu. Powstały drgania 2 Hertz.

Mierzono temperaturę termometrem elektryczno - oporowym w kluczu i węzłowie, a mianowicie temperaturę betonu, powietrza w otworach, powietrza zewnętrznego i znaleziono, że zgodnie z obliczeniem dla  $\alpha = 10^{-6}$  na każdy stopień C przesunięcie klucza wynosiło 3,4 mm. Próby będą powtarzane periodycznie przez szereg lat dla zmierzenia skurczu. W latach 1934 — 35 skurcz wynosił w sklepieniu południowym  $-5^\circ$ , w północnym  $-3^\circ \text{ C}$ .

Koszt w koronach szwedzkich.

4 przyczółki	1858 m <sup>3</sup> betonu,	255000 Kr. = %	15,6
2 łuki	5480 m <sup>3</sup> „	634000 Kr. = %	38,9
rusztowanie		744000 Kr. = %	45,5

Razem 1633000 Kr. = % 100,0

Łuk stalowy kosztowałby:

przyczółki	145000 Kr.
łuk i tężniki	1785000 Kr.

Razem 1930000 Kr.

W obu wypadkach pomost prawie ten sam, więc łuk żelbetowy znacznie tańszy. Ale samo rusztowanie kosztuje prawie tyle, ile łuki żelbetowe z przyczółkami. Pomijając niektóre niewielkie mosty w Ameryce, most w Sztokholmie jest pierwszym, gdzie na wielką skalę w sposób racjonalny zastosowano do rusztowań stal.

Drzewo nadaje się do rusztowań tylko do pewnej rozpiętości, może nie większej jak 250 m. O ile strzałka, względ-

nie głębokość wody nie zbyt wielka i gdy teren wytrzymały. Gdy silny prąd wody, drzewo wymaga kosztownych fundacji filarów, które są potem nieużyteczne, por. rusztowania w Roche Guyon. Wiatr silny także ogranicza możliwość stosowania drzewa przy wielkich strzałkach, które wymagają rozbudowy wszcz. Powyżej więc pewnej granicy materiałem odpowiednim dla rusztowań jest tylko stal i to wyborowa, dla której z uwagi na prowizoryczność można dopuścić naprężenie znacznie większe od dopuszczalnego np. 2500 kg/cm<sup>2</sup>, dla stali 52 i 7000 dla kabli. Dla rozpiętości ponad 200 m łuki stalowe wypadną za ciężkie i za kosztowne z uwagi na trudne wykonanie i przesuwanie, a możliwość wybożenia w obu kierunkach i na wiatr. Wówczas należy się uciec do kabli, jak przy mostach wiszących. Melan zawiesza rusztowanie, które jest zarazem uzbrojeniem betonu w jego systemie, na kablach przy pomocy wieszaków. Sposób ten może być odpowiednim aż do pewnej rozpiętości. Dla  $l = 400 \text{ m}$   $f = 100$ , most wiszący jako rusztowanie okazał się w projekcie Hawranka nie ekonomiczny. Zastosował on więc kombinację mostu wiszącego i podpór pośrednich. Podpory pośrednie zastosował w pobliżu węzłów, gdzie rzędne łuku nie są zbyt wielkie, t. j. na długości 88 m od węzłowi, zaś na środkowej długości 24 m kabl (fig. 10). W tym wypadku przyczółki łuku naprzód wykonane służą do zakotwienia kabla. Aby zmniejszyć wysokość pylonów, oś kabla sięga poniżej klucza. Na długości środkowej pomiędzy punktami przecięcia się kabli z łukiem można kable stężyć albo je zastąpić konstrukcją sztywną, przez co uzyskamy mniejszą długość kabli. Deformacje kabli w czasie betonowania od zmiany temperatury i t. p. można dokładnie obliczyć i regulować przy pomocy nakrętek rękawowych na wieszakach lub pras hydraulicznych na pylonach.

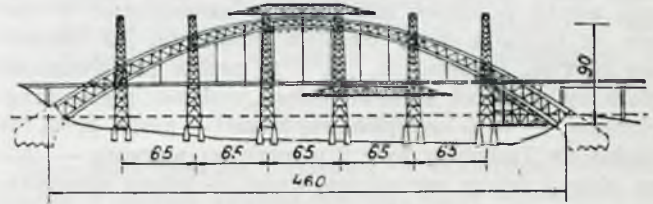


Fig. 9. Budowa mostu systemu Lossier'a.

Lossier<sup>1)</sup> zaprojektował most żelbetowy z dwoma łukami, identycznymi 460 m, z pomostem zawieszonym. Nie stosuje on betonowania pierścieniami, tylko odcinkami jednolitymi po 65 m. W tym celu buduje kratowe filary, fig. 9, ze stali krzemowej, na których ustawia 2 przęsła ruchome, każde w innym poziomie: pod pomostem i nad kluczem. Filary oparte na blokach betonowych i zakotwione w nich, z uwagi na wiatr. Przęsła ruchome z dziubami obustronnymi mogą się przesuwac z przęsła do przęsła. Najpierw oba mosty ustawiamy nad 1 i 2-gim filarem, celem zabetonowania, pierwszych odcinków łuku i pomostu. Odcinki łuku, opatrzone stalowymi końcami opiera się na filarach. Gdy łuk stężeje, przesuwamy mosty ruchome na 2 i 3 filar. Więc każdy odcinek pracuje jako belka wolno podparta o rozpiętości 65 m. Gdy już wszystkie odcinki gotowe, łączymy je z sobą, mosty usuwamy, a wieże niszczymy. Projekt mostu Lossiera nie został wykonany z powodu zmiany trasy drogi. Rusztowanie patentowane.

<sup>1)</sup> Dr. Ing. Hajnal - Konyi: Entwurf einer Eisenbeton-Bogenbrücke über die Ranze mit zweimal 460 m Spannweite. Beton u. Eisen, 1931.

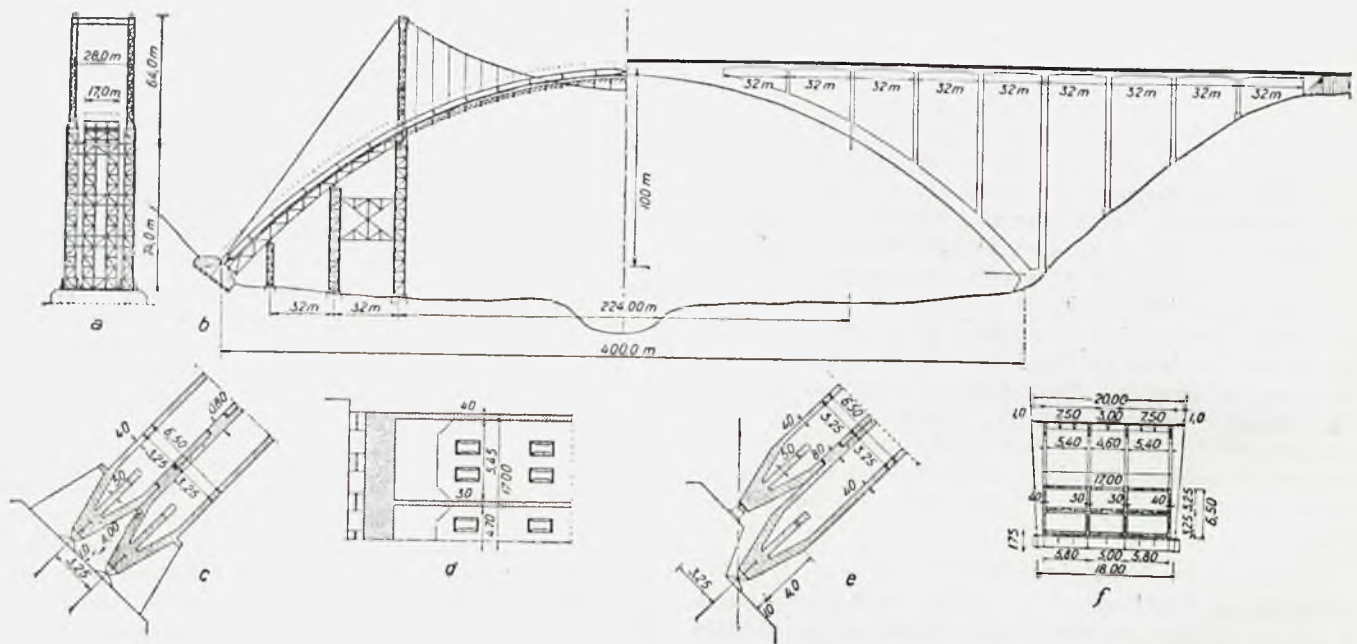


Fig. 10. Projekt mostu Hawranka.

### Wykonanie sklepienia.

Betonowanie pierścieniami stosuje się przy wielkich mostach z reguły, chociaż to powoduje trudności w równomiernym rozkładzie naprężeń. To tak, jakbyśmy np. mur 45 cm wykonywali z trzech warstw pionowych po 15 cm. Jednak wzgląd na odciążenie rusztowania decyduje, inaczej wogóle żelbetowe łuki nie były ekonomiczne. W moście de la Caille dolny pierścień powodował już obciążenie 13 t/m. Zarówno tu, jak i w moście pod Pougastel pierwszy pierścień stanowi dolna pozioma płyta, drugi pierścień — to ściany pionowe, trzeci — górna płyta. W moście na Traneberg były 2 pierścienie: pierwszy — dolna płyta i ściany zewnętrzne, drugi — ściany wewnętrzne i górna płyta (fig. 8).

Dischinger ogłosił<sup>5)</sup> projekt mostu żelbetowego łukowego  $l = 400$  m,  $f = 100$  m. Przyjął on rozstęp słupów dość wielki, 32 m, aby możliwie zrównoważyć kubaturę słupów i belek pomostowych z uwagi na minimum kosztów. Mimo to kubatura słupów wypadła większa. Tańsze, ale nie estetyczne byłoby rusztowanie z gęstych słupów stężonych przeciw wyboczeniu gęsto rozporami. Hawranek podejmuje kontrprojekt dla projektu Dischingera. Przyjmuje więc te same wymiary  $l$  i  $f$  łuku, ten sam pomost i słupy (fig. 10). Obmyślił on swój most a priori z myślą o ulżeniu rusztowaniom. Jego łuk składa się z dwu łuków równoległych jeden nad drugim. Najpierw będzie jeden wykonany na rusztowaniu. Po rozdeskowaniu będzie on służył jako rusztowanie dla wykonania drugiego łuku. W końcu oba łuki będą zamienione na jeden łuk utwierdzony. Każdy z osobna wykonany jako 3-przegubowy będzie wolny od wpływów skurczu i pełzania. Łuki o stałym przekroju. Przeguby stalowe w węzłowie mogą być albo na jednym szwie prostym do osi łuku (fig. c) albo na prostej pionowej (fig. e). W kluczu miejsce przewidziane na prasy hydrauliczne. Ruszto-

wanie podniesione jest z uwagi na: 1) odkształcenie sprężyste własne, 2) na odkształcenie sprężyste łukowe, 3) skurcz, 4) pełzanie. Po wykonaniu łuk będzie podniesiony prasami aby powstały w nim skrócenia sprężyste, odpowiadające ciężarowi własnemu. Zdjęcie rusztowań przez rękawowe nakrętki na wieszakach, zaś tam, gdzie są podpory — prasami. Podczas betonowania należy obserwować temperaturę i odpowiednio do różnicy między średnią temperaturą betonowania a temperaturą rozdeskowania podnieść lub zniżyć klucz. W tym celu trzeba utrzymać trójprzegubowość aż do czasu, gdy się utworzy temperatura równa średniej, dopiero wtedy zabetonować przeguby. Łuk górny betonuje się w ten sam sposób. Przy późniejszym regulowaniu osi należy mieć na uwadze wiek obu łuków. Jeżeli oś górnego łuku nie jest dokładnie równoległa do osi dolnego, to przez odpowiednie regulowanie sił ściskających w obu łukach przy pomocy pras można równoległość przywrócić i uzyskać dokładne przystawanie obu powierzchni kontaktu. Wspólny łuk podwójny ma podwójne przeguby, które tyle znaczą co utwierdzenie. Zamiast przegubów można w górnym łuku we węzłach umieścić prasy do regulowania linii ciśnienia. Dysponując dwoma lub więcej rzędami pras w kluczu, możemy regulować ciśnienie. W końcu należy zabetonować fugi w kluczu, węzłowie i pomoście i usunąć prasy. W tym celu trzeba zawnazas zabetonować we fugach odpowiednie uzbrojenie. Aby uniemożliwić przesunięcie jednego łuku po drugim, przewidziane są na dolnym łuku występy (fig. 10, szczególnie 5 c i d), w górnym zaś odpowiednie wydrążenia i dostępny dla robotnika właz między wydrążeniem a występem, który razem ze wszystkimi szczelinami ma być w końcu zabetonowany.

Regulowanie naprężeń przy pomocy pras hydraulicznych w kluczu i kompensowanie skurczu, pełzania betonu, sprężystego skrócenia osi łuku i osiadania rusztowań, przyczółków i gruntu jest to sposób Freyssineta, najczęściej stosowany. Innego sposobu użył Inż. Caquot w moście de la Caille. Zastosował on mianowicie zasadę inż. Battele, przedstawioną przez prof. Mesnagera Akademii

<sup>5)</sup> Dischinger: Untersuchungen über weitgespannte Massiv-Bogenbrücken bei vollständigem Ausgleich der beiderseitigen Randdruckspannungen. Der Bauingenieur, 1935.



Nauk w Paryżu<sup>6)</sup>. Cztery do pięć miesięcy przed przystąpieniem do betonowania łuku wykonano beleczki żelbetowe o przekroju trapezowym, grube na 15 — 18 cm, a tak długie jak szerokość łuku, względnie danego pierścienia. Było ich tyle, że zajmowały trzecią część kubatury całego łuku. Przed przystąpieniem do betonowania i w czasie betonowania łuku ułożono beleczki na rusztowaniu, względnie betonie świeżym w taki sposób, aby wywołać w kluczu i węzłowiach łuku momenty odwrotne od tych, jakie wywołałyby skurcz. Wiadomo, że skurcz powoduje obniżenie klucza, a więc w kluczu moment dodatni, t. j. ciągnięcie u podniebienia, zaś we węzłowiach ciągnięcie u góry, t. j. na grzbiecie. Jest więc w kluczu tendencja pęknięcia na podniebieniu, zaś we węzłowiach na grzbiecie łuku. Przez ustawienie beleczek w kluczu szerszą podstawą ku dołowi, względnie gęściej w dolnej warstwie niż w górnej, zmniejszamy wielkość skurczu dolnej warstwy w stosunku do górnej, czyli usuwamy tendencję pęknięcia. Beleczki bowiem swój skurcz już przedtem odbyły i w sklepieniu, praktycznie biorąc, już się nie kurczą. Podobna zasada była w Polsce stosowana w budowie mostu na Sole koło Tresny i Porąbki<sup>7)</sup>. Rozpiętość w świetle 75 m tego mostu jest największą w Polsce z pośród mostów masywnych. Zdaje się, że i fugi skurczowe 1,20 m szerokie w moście Sztokholmskim, fig. 8, miały ten sam cel. Zabetonowano je po 8 dniach od skończenia ostatniego odcinka.

#### Pełzanie betonu.

W opisach budowy mostów istniejących nie spotyka się wzmianki o pełzaniu. Natomiast dużo miejsca temu zjawisku poświęcono w projektach gigantycznych mostów Hawranka i Dischingera. Znamy pełzanie u metali. U niektórych np. cynk. występuje ono w temperaturze zwykłej, u stali w temperaturze wyższej, np. w temperaturze pary wysokoprężnej. Pręt stalowy, obciążony przez czas dłuższy w temperaturze powyżej 250° C wydłuża się najpierw prędko do pewnej wartości sprężystości, a następnie przez długi jeszcze czas odkształca się bardzo powoli w sposób trwały.

„Ten nader powolny wzrost odkształceń trwałych bez zmiany obciążenia nazwano pełzaniem w odróżnieniu od stosunkowo szybkiego płynięcia przy doraźnej próbie, gdy materiał osiągnie granicę plastyczności” pisze prof. Huber<sup>8)</sup>.

Niedawno zauważano, że ugięcia belek żelbetowych pod znacznym obciążeniem stałym rosły powoli przez dłuższy czas aż do kilkakrotnej wartości początkowej. W słupach, obciążonych stale, stwierdzono po dłuższym czasie znaczny wzrost naprężeń w uzbrojeniu, tak, że stosunek  $n = E_z : E_b$  zamiast 15, dochodzi do wartości 40. Tłumaczono to zjawisko skurczem betonu. Freyssinet na budowie mostu na rzece Elorn badał beleczki obciążone i nieobciążone i ustalił istnienie w betonie, niezależnie od skurczu, odkształceń powolnych, wskutek obciążenia trwałego. Nazwano je odkształceniami plastycznymi (déformation plastique, plastische Verformung), powolnymi (lente), trwałymi, wreszcie pełzaniem (Kriechen). Tę ostatnią nazwę zatrzymamy, bo jest krótka i nie prowadzi do nie-

porozumień. Francuzi używają nazwy p l y n i ę c i e z p o w o d u l e p k o ś c i (écoulement par viscosité). Fizycy skłaniają się do twierdzenia, że ciałami stałymi są tylko kryształy, zaś ciała bezpostaciowe są płynami bardzo lepkiemi. Freyssinet określił beton jako ciało pozornie stałe (pseudo - solide), o strukturze porowatej, w którym próżnie mikroskopijne wypełnione są powietrzem i wodą. Przez ściskanie woda zostaje wyparta i próżnie się kurczą. Wskutek lepkości proces ten trwa bardzo długo. I to jest właśnie owo pełzanie. Zjawisko włoskowatości sprawia, że pod obciążeniem chwilowym beton zachowuje się tak jak ciało sprężyste o dość wielkim module, który jednak pod obciążeniem trwałym maleje. Pełzaniu poświęcił swój referat na II Zjeździe Inżynierów Budowlanych w Katowicach, luty 1936 r., Dr. A. Freudenthal<sup>9)</sup>. Tenże autor, jak wspomnieliśmy na wstępie, ustawia w IV tomie Publikacji Międzyn. Zw. Mostów i Budown. teorię wielkich sklepień betonowych i żelbetowych z uwagi na pełzanie betonu. W tym samym tomie R. Hermite, Paryż, usiłuje sprężystość i plastyczność ująć w jedną teorię wprowadzając czas t do teorii żelbetu<sup>10)</sup>. Jasną jest rzeczą, że w małych sklepieniach i w zwykłych belkach żelbetonowych pełzanie nie gra roli, owszem działa korzystnie (por. artykuł Dr. Inż. Bukowskiego w niniejszym zeszytce). Ugięcia belek żelbetowych są znikome, więc i zwiększenie ich choćby o 100% i więcej nas nie boli. Ciężar ruchomy, który w małych mostach przeważa nad stałym, nie ma na pełzanie wpływu, jakeśmy to widzieli. W wielkich mostach ciężar ruchomy idzie w cień przed ciężarem stałym. Ze wzrostem rozpiętości łuków rosły naprężenia wywołane sprężystym skróceniem osi i skurczem. Otóż pełzanie przeważa nad skurczem, zwłaszcza przy wielkim naprężeniu. Gehler i Amos znaleźli, że naprężeniu 40 kg/cm<sup>2</sup> odpowiada pełzanie po 3 miesiącach 142%, zaś naprężeniu 120 kg/cm<sup>2</sup> 408% wartości skurczu. Skurcz i pełzanie w belkach zwyczajnych nie nie szkodzą. Inaczej w belkach sztucznie ścisanych.

#### Naprężenia sztuczne.

Naprężenia sztuczne (wstępne) w uzbrojeniu stosował Koenen w belkach swojego systemu. Kiedy zauważono, że naprężenia wstępne malały bardzo wskutek skurczu betonu, pomysł Koenena został zarzucony. Wznowiono go w lukach ze ściąganiem. Freyssinet powrócił do idei Koenena ale stosował stal wyborową, uwzględniając przy naciągu drutów kurczenie się i pełzanie betonu. Naciąga więc druty do takiej wartości naprężenia, że kiedy nawet belka się skurczy i naprężenie w uzbrojeniu i w betonie zmaleje, to jednak wciąż jeszcze pozostanie dostateczna wartość rozciągania w drutach i ściskania w betonie. Prof. Dischinger uprościł i udoskonalił zasadę wstępnego naprężenia przez zastosowanie do belek żelbetowych systemu wieszarowego, jaki się stosuje w belkach drewnianych ze stalowym podwieszeniem. Stwarza on poprostu belkę mięszaną, w której pas ścispany stanowi beton, a pas rozciągany stal wyborowa. Ściąg są zakotwione na końcach belki żelbetowej na wysokości górnej płyty i przebiegają linią łamaną, przypominającą wykres momentów dla ciężaru własnego. Ściąg załamuje się w miejscach, gdzie są poprzecznice. Belka spoczywa na ściągach za pośrednictwem łożysk stalowych wałkowych lub wahaczy. W ten sposób belka wolno podparta o rozpiętości np. 70 m, zamieniona jest na belkę

<sup>6)</sup> E. Baticle: Sur un mode de compensation du retrait dans les voûtes en béton Note présentée par M. Mesnager. Compte rendu de l'Académie de Sciences. Séance du 19 November 1923.

<sup>7)</sup> Dr. W. Burzyński: Nowa metoda obliczenia i wykonania łuku betonowego i żelbetowego. II Zjazd Inżynierów Budowlanych w Katowicach 1936. Str. 29.

<sup>8)</sup> Prof. M. T. Huber: W sprawie ustalenia nazw dla własności wytrzymałościowych. Wiadomości P. K. N. 1931.

<sup>9)</sup> Dr. A. Freudenthal, Bielsko: Wpływ plastyczności betonu na naprężenia w konstrukcjach żelbetowych.

<sup>10)</sup> R. Hermite, Paris: Metody obliczenia wytrzymałości materiałów a teoria sprężystości.

ciągłą pięcioprzęsłową o rozpiętości 14,0. Wskutek tego siły poprzeczne w belce maleją około 5 razy, a momenty zgięcia ok. 40 razy. Naciąg pasa rozciąganego odbywa się zapomocą pras w miejscu zakotwienia ściągu albo też w miejscach załamania tego ściągu, t. j. na poprzecznicach. Jeżeli naciąg jest tak obliczony, że wieszadłowy system ma dźwigać całkowity ciężar własny, to oczywiście belka, pracująca jako słup ściśkany nie daje żadnego ugięcia. Wystarczy tedy obserwować ugięcia belki w ciągu dłuższego czasu po rozdeskowaniu, aby się zorientować co do skutków skurczu i pęcznienia betonu i sprężystego skrócenia belki a wydłużenia ściągu. Wystarczy przez ponowne naciągnięcie ściągu na jego końcach albo też w miejscach załamania tak uregulować położenie belki aby ugięcie znikło. Owszem, zastosujemy naciąg o tyle większy aby uzyskać strzałkę odwrotną od tej, jaką zaobserwowaliśmy, np. strzałkę ugięcia 1 cm zamienić na kontrstrzałkę 1 cm. W ten sposób osiągniemy rezerwę na dalsze kurczenie się i pęcznienie betonu bez szkody dla naprężeń.

Dotychczasowe rozpiętości mostów belkowych jako belek wolno podpartych osiągają ok. 30 m. Ze wzrostem rozpiętości rośnie ciężar własny bardzo prędko, z powodu wzrostu wysokości a także szerokości żebra, z uwagi na miejsce dla ułożenia wielkiej ilości wkładek. W belkach ciągłych moment zgięcia, jest znacznie mniejszy, to też największa rozpiętość przeszła wynosi 68 m (most na Rio De Peixe). Mörsch zaprojektował most o rozpiętości 56 + 106 + 56 m, zaś Dischinger most o rozpiętościach 64,5 + 103 + 102 + 103 + 64,5 m. Projekty te nie zostały jednak wykonane, gdyż mosty stalowe były tańsze. Zastosowanie naciągów wstępnych Dischingera pozwala na większe rozpiętości.

Dischinger przedstawił projekt mostu przegubowego o rozpiętości belki zawieszanej 70 m, belki wystającej 110 m, i wsporników 27,5 m. Więc rozpiętość największa między podporami wynosi 27,5 + 70 + 27,5 = 125 m. Fig. 11. Wysokość stała 5 m, t. j. 1/22. Obciążenie stałe łącznie ze ściągiem dla belki wiszącej 29,65 t/m, dla belki wystającej 35,10 t/m, gdyż z uwagi na moment ujemny zastosowano także płytę dolną. Obciążenie ruchome stanowi walek 24 t. i dwa wozy po 12 t. W myśl przepisów niemieckich wypada stąd ciężar zastępczy skupiony 27,5 t. dla belki wiszącej, 29,7 t. dla belki wystającej, 30 t. dla wsporników. Odpowiednie ciężary z powodu tłumy ludzi wynoszą 5,87, 5,52, 5,40 t/m. Otrzymało stąd momenty przedstawione na fig. 11, rysunek 3 z lewej strony dla ciężaru ruchomego, z prawej dla ciężaru stałego. Rys. 4 przedstawia belkę wiszącą, rys. 5 belkę wystającą wraz ze ściągami, które nie są zabetonowane. W belce wiszącej ściągi 36 Ø 100 mm = 2820 cm<sup>2</sup> zakotwione w a (rys. 4) w pogrubionej płycie pomostu. Momenty i siły poprzeczne przedstawia rys. 7.

Naciągnięcie ściągu następuje w chwili rozdeskowania. Aby ciężar własny belki został przeniesiony przez wieszar, należy naciągnąć go na 1900 kg/cm<sup>2</sup>, co powoduje w belce ściskanie centryczne 5350 t. Ponieważ zakotwienie ściągu jest na wysokości płyty górnej, więc, aby oś ściskania nie odbiegła zbyt od osi ciężkości przekroju, dolne części żebier są wykluczone od współpracy statycznej przy pomocy szwów poprzecznych poniżej linii h na fig. 11 rys. 4. Belka ma więc kształt statyczny, odpowiedni do linii momentów. Na rys. 10 jest przegub. Za pośrednictwem ściągu Z ciężar własny belki wiszącej przenosi się na wspornik jako reakcja. Ta reakcja rozkłada się na siłę ścisającą, która działa na płytę 60 cm wspornika i na

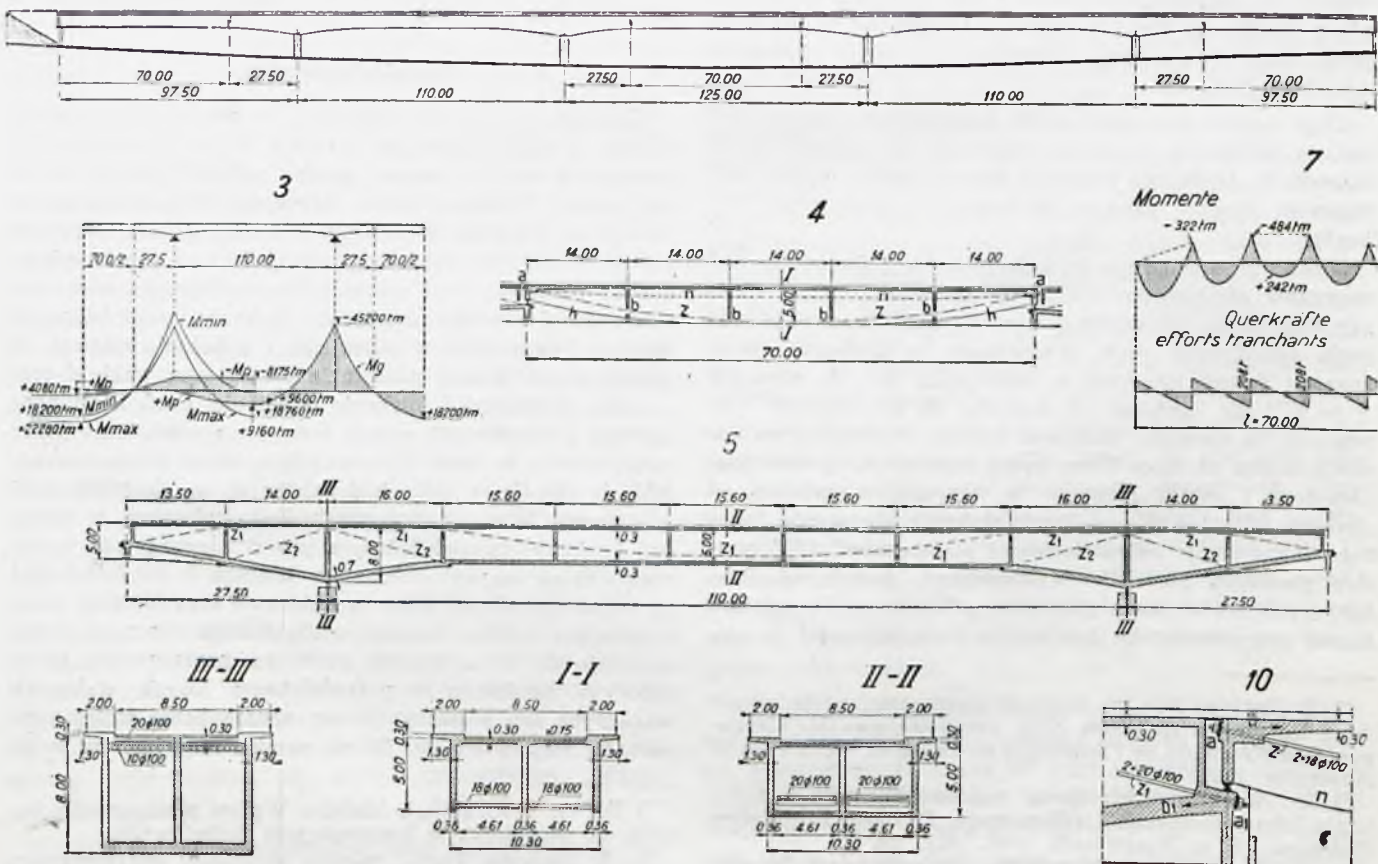


Fig. 11. Projekt Dischingera. Belka sztucznie ściśkana.

rozciąganie ściągu Zi. Ściąg ten stanowi  $40 \text{ } \varnothing \text{ } 100 \text{ mm} = 3140 \text{ cm}^2$  i rozciąga się na całą długość belki ze wspornikami, t. j. 165 m. Ściąg ten nie wystarcza na przeniesienie momentu 45200 tm. Więc na długości największych momentów ujemnych, 30 m, dodany jest ściągi Zi złożony z 20 drutów 100 mm = 1570 cm<sup>2</sup>. Ponieważ pas dodatkowy jest dwa razy słabszy od głównego, więc kierunek jego jest stromszy, aby mógł przenieść składową pionową pasa Zi. Ciężar użytkowy powoduje moment 4080 tm, z czego tylko 1400 przenosi ściągi, resztę zaś, t. j. 65,5% przypada na żelbetową belkę. W belce wystającej część przypadająca na system wieszarowy jest jeszcze mniejsza. Więc ciężar użytkowy przenosi głównie belka sztucznie ściskana, ale ona jest w stanie moment ten przenieść bez wywołania ciągnięcia, przez samo tylko zmniejszenie ciśnień początkowych. W środku belki wystającej momenty dodatnie i ujemne są prawie równe, dlatego tu jest potrzebna płyta dolna tej samej grubości co górna. Z uwagi na małe siły poprzeczne żebra w tak potężnej belce są bardzo wąskie 30 — 40 cm. Największa bolączka żelbetowych belek, powstawanie rys, jest tutaj radykalnie usunięta. Różnica temperatury jaka może zaistnieć między belką żelbetową a ściągiem powoduje dodatkowe momenty. Ale ponieważ ściągi jest w obrębie belki, różnice te nie mogą być wielkie, —5° Aby uchronić ściągi przed rdzą można stalowe ściągi obetonować, kiedy skurcz i pełzanie zostaną zakończone.

Dischinger przedstawił także drugi projekt: belka ciągną bezprzegubowa o rozpiętościach 100 + 150 + 100 m. Pomimo większej rozpiętości środkowego przęsła ta sama wysokość 5 m wystarczyła. Za to zastosowano w przęsłach skrajnych wysokość 6,25 m. Stąd widać korzyść ciągną

ści w porównaniu z belką przegubową. Bardzo długie wypadają tutaj ściągi, czemu można zaradzić przez spawanie na miejscu budowy, albo przez nadanie wahaczom odpowiedniego kształtu, aby ściągi mogły tam być sztukowane.

Dalszy projekt Dischingera to most wiszący z belką stężającą żelbetową, fig. 12. Stalowy wieszak zakotwiony na czole belki wprowadza w nią siłę ściskającą, którą można regulować przez naciąg wieszaków. Środkowe przęsło ma rozpiętość 200 m, wysokość 3 m, czyli 1/64, skrajne przęsła mają rozpiętość 60 m, wysokość 6 m. W przęsle środkowym belka ma trzy przeguby, więc cały ciężar użytkowy dźwiga kabel. Przekroje, por. rys. 21. Ciężar 52,5 t/m w środkowym i 63,5 t/m w skrajnych przęsłach; ciężar użytkowy przyjęto 8,5 t. Przy stosunku  $l : f = 9$ , otrzymano składową poziomą w kablu a zarazem i w belce 11800 t od ciężaru własnego i 1900 t od ciężaru ruchomego. Naprężenie w kablu 4310 od ciężaru własnego, 690 od ruchomego, razem 5000 kg/cm<sup>2</sup> = naprężenie dopuszczalne. W belce, w przęsle środkowym, naprężenie od ciężaru własnego 67,3, ruchomego 24,5, razem 91,8, w przęsłach skrajnych odpowiednio 64, 24,9 i 88,9 kg/cm<sup>2</sup> ściskania. Wpływ sprężystego wydłużenia kabla i skrócenia belki, skurczu i pełzania betonu na ugięcie wyeliminowano według rys. 22 przez zawieszenie belki powyżej pozycji definitywnej. Przez skrócenie wieszaków prasami (H), w miarę jak beton się kurczy i pełza. Ciężar własny belki nie powoduje ugięcia. Więc prasy muszą pozostać na miejscu aż do ukończenia procesów skurczu i pełzania. Przegub środkowy można po pewnym czasie zabetonować, co zmniejszy ugięcie, zresztą i tak bardzo nie wielkie.

Wreszcie projekt łuku gibkiego, fig. 12 rys. 23, t. j. zło-

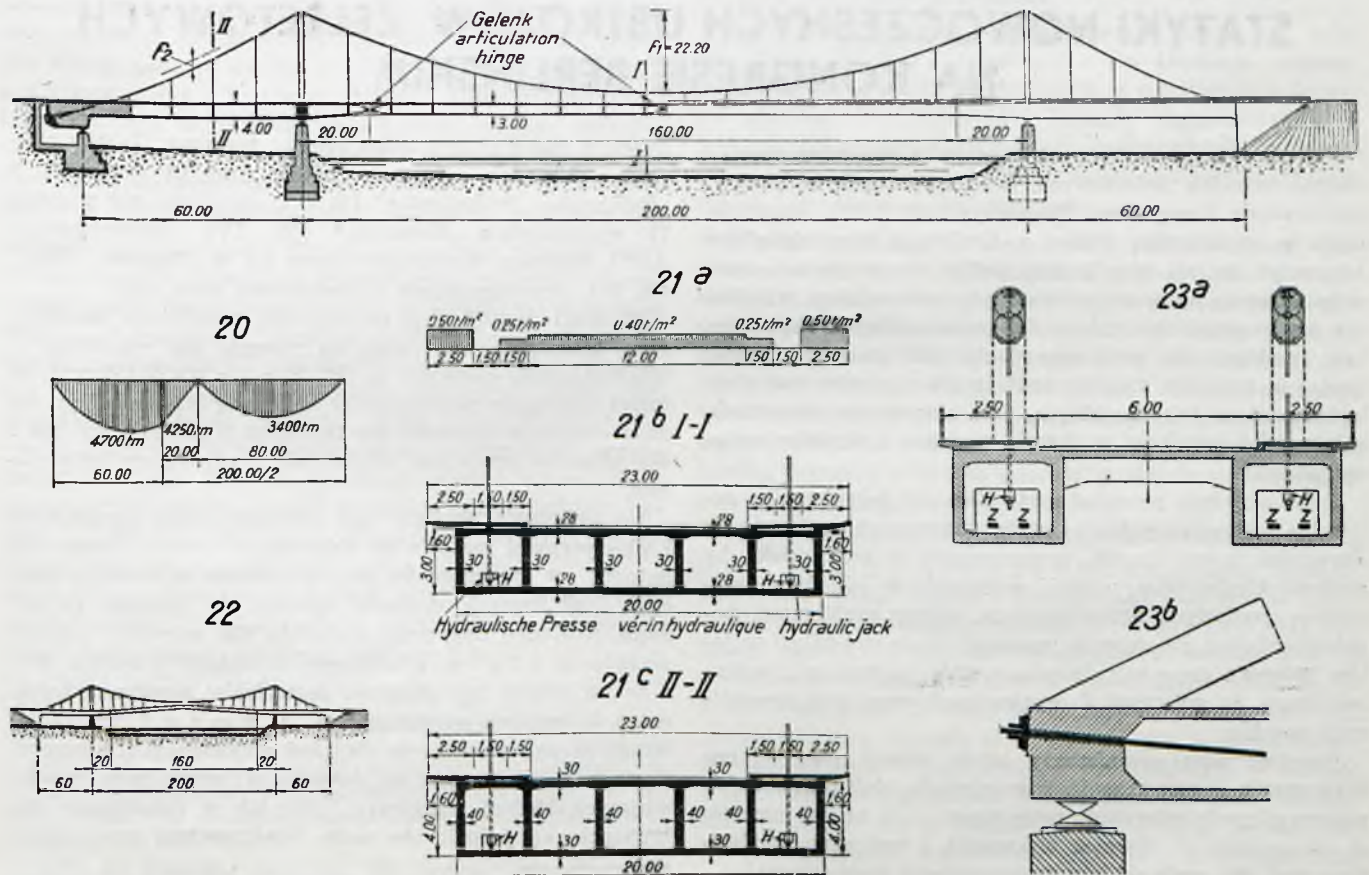


Fig. 12. Projekt Dischingera. Most wiszący i most łukowy (rys. 23).

żonego z prętów ściskanych osiowo, stężony belką żelbetową zawczasu naprężoną według tej samej zasady. Belkę poddajemy sztuczemu ściskaniu tak, aby nie doznała ugięcia pod ciężarem własnym po rozdeskowaniu. Łuk uzwojony. Belka skrzynkowa, aby wytrzymała momenty od ciężaru użytkowego 6 t/m. Ciężar własny 24 t/m powoduje parcie 2380 t. Przekrój ściagu 2000 cm<sup>2</sup>. Ponieważ łuk się skraca sprężycie, w belce zostawiamy szczelinę pionową. Po napięciu ściagu naprężenie 2400 kg/cm<sup>2</sup>, zatem ściskająca siła w belce wynosi  $2,4 \times 2000 = 2380 = 2420 \text{ t} = 38 \text{ kg/cm}^2$ . Pełzanie obniża os łuku i skraca długość belki, trzeba więc wieszaki napiąć przy pomocy pras hydraulicznych, tak samo ściąg.

#### Streszczenie i wnioski, sprecyzowane na posiedzeniu zamykającym Kongresu.

Powiększanie rozpiętości mostów łukowych wymaga troskliwych rozważań nad kształtem osi łuku, zmiennością momentu bezwładności i nad dopuszczalnymi naprężeniami. Należy się starać o możliwie największe wyrównanie momentów i uniknięcie ciągnięć przy uwzględnieniu sprężystych i trwałych odkształceń łuku, przyczółków i gruntu. Do tego celu potrzebny jest moduł odkształcenia betonu jako funkcja czasu i warunków wykonania łuku. Baczna uwagę należy zwrócić na dwuosowy stan napięcia w warstwach skrajnych skrzynkowych przekrojów łuku.

Postęp w budowie mostów zależy od możliwości stworzenia lekkich rusztowań, dokładnie dostosowanych do osi

sklepienia. Nader praktyczny sposób obciążenia rusztowania tylko częścią ciężaru łuku, stwarza w łuku stany odkształcenia, które należy jeszcze badać, aby móc ocenić i zagwarantować bezpieczeństwo.

Dla mostów belkowych nowe możliwości otwiera zastosowanie zawczasu naprężonego uzbrojenia, bo można uzyskać w ten sposób znacznie większe rozpiętości przy mocno zmniejszonym ciężarze własnym, a przede wszystkim uniknąć ciągnięć w betonie i przez to zabezpieczyć się przeciw rysom. Wolno podparte belki o ścianie pełnej mogą osiągnąć w ten sposób rozpiętość 80 m, wolno podparte kratownice 100 m, a belki ciągłe 150 m rozpiętości.

Szczególnie korzystne jest zastosowanie ściągów zawczasu naprężonych w formie podwieszenia, gdyż można wówczas uzyskać w belce centryczne ściskanie. Pierwszy krok do urzeczywistnienia tej myśli jest uczyniony: znajduje się w budowie most tego rodzaju o rozpiętości ok. 70 m. Doświadczenia przy tym moście będą wyzyskane w budowie większych mostów.

Ważne jest poznanie modułu odkształcenia betonu, aby wpływ pełzania i skurczu wyeliminować.

Jeżeli wieszary tak urządzimy, że pod ciężarem własnym wystąpi tylko ściskanie osiowe, a ugięcie plastyczne zniknie, to naprężenia w kotwach można naregulować nawet bez znajomości modułu odkształcenia. W przeciwnym wypadku należy je oznaczyć w belce za pomocą tensometrów albo innymi sposobami.

DR INŻ. WACŁAW OLSZAK, Katowice.

## NIKTÓRE ZAGADNIENIA TEORETYCZNE Z DZIEDZINY STATYKI NOWOCZESNYCH USTROJÓW ŻELBETOWYCH NA KONGRESIE BERLIŃSKIM

Przystępując do mówienia tematów z dziedziny teorii i statyki ustrojów żelbetowych, przedstawionych II Międzynarodowemu Kongresowi Stowarzyszenia AIPC, obwołującemu w październiku 1936 r. w Berlinie, z góry chciałbym zaznaczyć, że nie sposób jest podjąć się w ramach ogólnego referatu sprawozdawczego gruntowniejszego wglębnia się w przebieg i tok myśli poszczególnych referatów, tym bardziej, gdy przy omawianiu tych stosunkowo dość trudnych tematów zrezygnować trzeba z posługiwania się instrumentem tak dogodnym, jak ujmowanie przesłanek, zależności i wyników w formie wyrażań i skrótów matematycznych.

Toteż niniejszy przegląd może stanowić jedynie tylko generalną lustrację i pobieżny szkic poruszonych na kongresie zagadnień teoretycznych, streszczonych w ten sposób, by ogółowi Czytelników ułatwić orientację w odnośnym materiale zjazdowym, natomiast tym, którzy problemami podobnymi bliżej się zajmują, wskazać, jakie w ogóle i w jakim zakresie dane zagadnienia zostały poruszone i wskazać drogę do gotowych i oryginalnych prac z poszczególnych działów.

Przeгляд nasz ograniczamy zatem raczej tylko do nazskicowania i streszczenia zasadniczych idei przewodnich poszczególnych referatów, przy czym — w miarę możliwości — obejmie on również wskazania i wytyczne wynikające stąd dla praktyki konstruktorskiej i wykonawczej.

Sprawozdanie niniejsze uwzględnia zasadniczo tylko zgłoszone na kongres referaty główne odnośnych działów, z

dyskusji zaś niektóre tylko tematy wybrane. Teksty referatów głównych ogłoszone zostały drukiem częściowo w „Publication Préliminaire” (P. P.), częściowo zaś w tomie IV wydawnictwa „Mémoires” (M. IV) Stowarzyszenia AIPC. Referaty dyskusyjne ukażą się w „Rapport Final” (R. F.), przypuszczalnie z początkiem roku 1937.

W rewii naszej, choć poświęconej zasadniczo zagadnieniu teoretycznym, trudno na wstępie nie wspomnieć o interesujących uwagach L. P. B r i c e’a<sup>1)</sup> (Paryż) na temat znaczenia plastyczności betonu, gdyż posiadają one duże znaczenie zarówno dla teoretyka i projektanta, jak i dla autorów przepisów oficjalnych z dziedziny żelbetnictwa.

Na podstawie studium nad odkształceniami sprężystymi i plastycznymi materiałów składowych żelbetu (stali oraz betonu), w szczególności pod działaniem momentów gnących i sił tnących, dochodzi referent do wniosku, że całkiem odmienne znaczenie posiadają dla ustrojów nośnych obciążenia s t a ł e, a odmienne — ciężary r u c h o m e, a to na skutek tej własności materiałów konstrukcyjnych, mocą której (na co wskazał A. C a q u o t już 15 lat temu) są one w stanie do obciążeń niezmiennych, nieruchomych z biegiem czasu się dostosować, nawet przy poważniejszych błędach konstrukcyjnych lub w założeniach statycznych, co jednak nie może mieć miejsca w wypadku

<sup>1)</sup> L. P. Brice, Rôle de la plasticité des matériaux et des efforts variables dans la stabilité et la durée des constructions (P. P.)

obciążeń ruchomych. Stąd ciężary ruchome o tym samym nasileniu co stałe są od nieruchomych niebezpieczniejsze.

Wynika stąd wnioski, że budowle masywne pod tym kątem widzenia przewyższają ustroje lekkie, stąd też wynika postulat stosowania przy dużych obciążeniach ruchomych stropów masywnych lub grzybkowych, zaniechania zbytniego rozdrabniania jezdni mostów na lekkie konstrukcje żebrowe i t. d. Najkorzystniejszą bowiem konstrukcją będzie ta, w której odchyłki naprężeniowe pod wpływem ciężarów ruchomych są w stosunku do skutków ciężaru stałego możliwie małe. Stąd zatem wywodzą się wybitne walory wytrzymałościowe konstrukcyj o znacznym ciężarze własnym (w tym oświetleniu bardzo pożądanym<sup>2)</sup> oraz tych ustrojów, w których przez stosowne zabiegi udział obciążenia stałego w stosunku do sumarycznego wyteżenia uległ znacznemu podwyższeniu. W tym sensie zakwalifikować trzeba jako niezwykle korzystne propozycje znakomitego konstruktora i badacza francuskiego, Inż. E. F r e y s s i n e t ' a, zalecające narzucenie żelbetowym ustrojom nośnym odpowiedniego stanu napięcia wstępnego, eliminującego w miarę możliwości całkowicie zmianę znaków naprężeń.

Metoda naprężeń wstępnych F r e y s s i n e t ' a jest tym bardziej godna polecenia, gdyż — jak podkreśla to inny referat zjazdowy, mianowicie sprawozdanie F. G. T h o m a s a<sup>3)</sup> (Garston) — zmniejsza ona ponadto w znacznej mierze odkształcenia w ten sposób potraktowanych zespołów, a więc ugięcia belek i t. d. oraz, co nie mniej ważne, przeciwdziała bardzo wyraźnie powstawaniu rys, choć sprężysta podatność betonu oraz jego pełzanie (ang: creep, niem.: Kriechen) niwelują po części korzystne te wpływy i skutki sztucznych naprężeń wstępnych.

Wiele uwagi na Kongresie poświęcono konstrukcyjnym zespołom nowoczesnym, odbiegającym od utartych szablonów codziennej naszej praktyki projektodawczej. Do ustrojów takich zaliczyć należy w pierwszej linii t. zw. z e s p o ł y p o w ł o k o w e (niem.: Flächentragwerke), które znajdują w ostatnich latach coraz większe zastosowanie w budownictwie inżynierskim, w szczególności w zastosowaniu do konstrukcji hal o dużych rozpiętościach. Zespołom tym poświęcono kilka referatów kongresowych.

Dr F. A i m o n d<sup>4)</sup> (Paryż) rozpatruje powłoki (czyli skorupy, niem.: Schalen) wewnątrz statycznie wyznaczalne i przez prostą geometryczną interpretację warunków równowagi każdego z elementów składowych powłoki dochodzi do klasyfikacji tych zespołów na trzy grupy. Pierwsza z nich obejmuje powierzchnie odwijalne (niem.: abwickelbare Flächen), jak walce, stożki i t. d. W skład drugiej wchodzi podwójnie zakrzywione powierzchnie wypukłe (t. zn. takie, których promienie główne zakrzywienia posiadają jednakowy zwrot); do takich należą powłoki kuliste, paraboloidy eliptyczne, elipsoidy, hiperboloidy dwupowłokowe. Trzecia wreszcie grupa gromadzi powłoki o zakrzywieniu podwójnym, jednak wzajemnie przeciwnym; reprezentantami tej kategorii są paraboloidy hiperboliczne, hiperboloidy jednopowłokowe, konoidy i t. p.

<sup>2)</sup> Wiemy skądinąd, że znaczny udział ciężaru stałego (własnego) w sumarycznym wyteżeniu jest pożądanym również przy oddziaływaniach dynamicznych, a więc np. w budownictwie przeciwlotniczym i t. d. (Por. np. W. Olszak, Żelbetowe schrony przeciwlotnicze, Przegląd Techniczny, 1936, No. 10/21).

<sup>3)</sup> F. G. Thomas, Cracking in Reinforced Concrete (P. P.).

<sup>4)</sup> F. Aimond, Etude des voiles minces courbes ne subissant pas de flexion (P. P.).

Okazuje się, że w każdej z tych grup istnieje odmienna (na ogół jednak prosta) zależność między składowymi stanami napięcia w danej konstrukcji powłokowej a nasileniem obciążenia zewnętrznego (względnie jego odnośnej składowej). Każda z tych grup wymaga również (dla zachowania stanu równowagi jednoznacznej i statecznej) odmiennych warunków podparcia na brzegach, przy czym autor rozróżnia tutaj zasadniczo trzy alternatywy: brzeg swobodny (w ogóle niepodparty), „pojedynczo” podparty i „podwójnie” podparty i podaje aktualność każdej z tych alternatyw (względnie wzajemnej ich kombinacji) dla poszczególnych, wspomnianych powyżej grup.

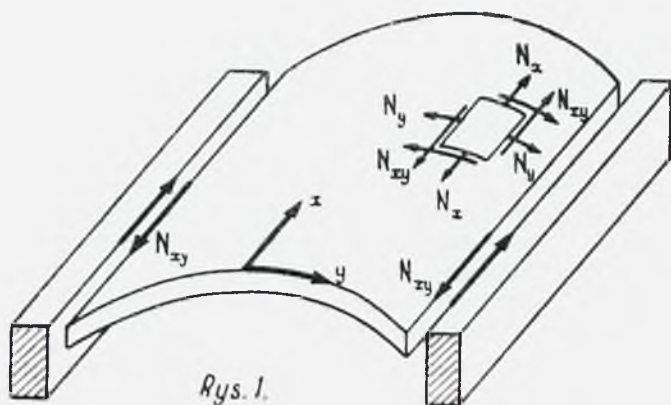
Uzupełnienie wywodów A i m o n d ' a, który zajmuje się wyłącznie tylko zespołami działającymi na sposób błon, stanowi referat Inż. R. V a l e t t e ' a<sup>5)</sup> (Paryż), który traktuje ustroje cienkościenne, dostatecznie jednak przy tym sztywne i odporne na momenty gnące. Po krótkim wstępie historycznym wymienia referent różne dziedziny stosowania wymienionych właśnie konstrukcyj powłokowych (w tym rzędzie zbiorniki, ich dna, wsporniki i dachy, silosy, sklepienia, kopuły o rzutach poziomych prostokątnych, tunele aerodynamiczne i t. p.), przy czym stwierdza, że linia rozwoju zespołów powłokowych we Francji charakteryzuje się głównie tym, iż przestrzenne te ustroje projektuje się z reguły jako samoniosące, a więc w ten sposób, że odpada konieczność stosowania jakichkolwiek podchwytowych belek na ich obwodzie.

Przechodząc do scharakteryzowania metod obliczania opisanych zespołów referent podkreśla, że cechują się one właściwą we Francji wszelkim obliczeniom statycznym prostotą i jasnością, bez zbyteknych matematycznych finezji. Zasada taka nie odstrasza konstruktorów od stosowania i udoskonalania nowych typów konstrukcyjnych, pozwalając na dużą indywidualną swobodę.

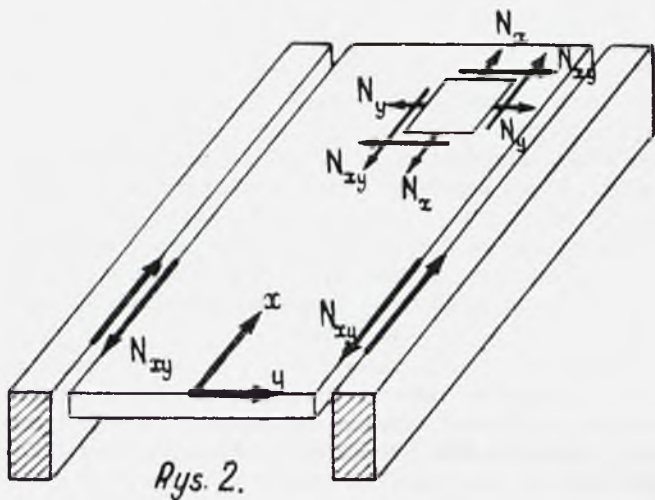
Bardzo instruktywnie i systematycznie ujęty jest referat Prof. Fr. D i s c h i n g e r ' a (Berlin), poświęcony również ustrojom powłokowym, a zilustrowany dobrymi zdjęciami fotograficznymi budowli wykonanych w ostatnich latach już na podstawie najświeższych postępów teorii w specjalnej tej, częściowo nawet opatentowanej dziedzinie nowoczesnego budownictwa.

W pierwszej części sprawozdania<sup>6)</sup> podaje referent (zacieśniony niestety uwzględnieniem jedynie prac niemieckich, a z pominięciem piśmiennictwa z zakresu praktyki i teorii tych zespołów w innych państwach europejskich, a zwłaszcza Francji, w której rozwój w tej dziedzinie przeszedł swą własną i oryginalną drogą) historyczny zarys teorii zespołów powłokowych, które mimo iż wynalezione dopiero około 10 lat temu, zdołały sobie wywalczyć już bardzo poczesną i mocną pozycję w dziedzinie budownictwa inżynierskiego.

Najpopularniejszą odmianą zespołów powłokowych są d ł z w i g a r y s k l e p i e n i o w e (niem.: Schalendächer). Składają się one z cienkich sklepień powłok cylindrycznych oraz podłużnych belek skrajnych (rys. 1); można nazwać je belkami żebrowymi przestrzennymi, w odróżnieniu od belek żebrowych zwyczajnych (rys. 2). W przeciwstawieniu do tych belek żebrowych konstrukcji potocznej, przy których płyta uczestniczy w przenoszeniu sił ściskających w ograniczonej tylko mierze, w belkach przestrzennych współdziała c a ł a powłoka jako pas ściskany. Fakt ten stoi w związku z okolicznością, że przy belkach zwyczajnych współdziała płyty przy przenoszeniu sił ściskających  $N_x$  wymuszony zostaje tylko przez siły tnące  $N_x$ , między podłużnicą a płytą. Współpracująca szerokość płyty jest stąd funkcją długości ustroju. Rozkład na-



Rys. 1.



Rys. 2.

prężen ściskających nie jest przy tym równomierny na całej szerokości płyty, gdyż partie bardziej odległe od podłużnic uchylają się od współdziałania na skutek podatności ustroju i jego odkształceń pod wpływem sił tnących.

Inaczej przy belkach sklepieniowych przestrzennych. Nawet przy zupełnym zaniedbaniu sił tnących  $N_{xy}$  między podłużnicą a sklepieniem - powłoką występują w powłoce siły  $N_x$ , a powłoka współdziała w przenoszeniu sił ściskających na całą swą szerokość i to w stopniu tym doskonałym, im bardziej kształt jej przekroju dystansować (przewyższać) będzie krzywą sznurową. Dlatego dźwigary sklepieniowe o przekrojach wydłużonych segmentów eliptycznych zachowują się dużo korzystniej od sklepień uformowanych według przekroju kołowego, ujawniając w kierunku poprzecznym do podłużnic działanie belkowe ze znaczną redukcją momentów gnących w tymże kierunku.

Problemy te są zbadane już dość wyczerpująco (U. F i n s t e r w a l d o r, K. M i e s e l. W. F l ü g g e), a odnośne wyniki, utrwalone graficznie, pozwalają na bezpośrednią ich eksploatację i zastosowanie praktyczne.

Ponadto zbadano również zagadnienia podobnych sklepień - powłok o przekroju kołowym zamkniętym.

Cienkościenność wszystkich omawianych tu zespołów narzuca je na niebezpieczeństwo wyoboczenia, i to albo w kierunku podłużnym (czyli tworzących), albo też poprzecznym (czyli w kierunku sklepienia). Przy dużych rozpiętościach sklepień i podłużnic nastąpić może kombinacja obydwu możliwości, która okazuje się szczególnie niebezpieczną. Wpływa stąd konieczność stosowania usztywnień

żebrowych, które znów, ze swej strony, wymagają odpowiedniego uwzględnienia ich obecności w rachunku (co najprościej uskutecznić przez traktowanie całego ustroju jako różnokierunkowego czyli anizotropowego).

Specjalną odmianą konstrukcyj powłokowych są zespóły g r a n i a s t e (niem.: Faltwerke), które od dźwigarów powłokowo - sklepieniowych różnią się tym, że przekrój ich poprzeczny zdefiniowany jest nie linią zakrzywioną (kołem, elipsą i t. d.), lecz wielobokiem prostoliniowym; w miejsce powłok zakrzywionych wstępują więc teraz tarcze (płyty) płaskie.

Zespoły takie stosowane bywają głównie do konstrukcyj dachowych, jednak na ogół rzadziej od powłok sklepieniowych, a to z tej przyczyny, iż są one od nich statycznie i gospodarczo mniej korzystne, w pierwszym rzędzie dlatego, że przy dużych płaskich ich powierzchniach nie sposób uniknąć znacznie większych momentów gnących (działania płytowego), których mniej lub bardziej skuteczne wyeliminowanie jest właśnie jedną z głównych cech i zalet, a poniekąd nawet celem stosowania ustrojów powłokowych.

Konsekwentnie stosowana teoria powłok pozwala na traktowanie praktycznie doniosłych zagadnień dotyczących monolitycznych kopuł wielobocznych, które — poza walorami statycznymi i ekonomicznymi — cechuje doskonała akustyka i piękno form architektonicznych, o czym świadczą zrealizowane już przykłady praktyczne (Lipsk, rozpiętość 76 m; Bazylea, rozp. 60 m).

Następnie referent omawia p o d ó j n i e zakrzywione zespoły powłokowe, uwzględniając przy tym następujące trzy sposoby ich wykonania: a) powłoki obrotowe, podparte na obwodzie (w przekroju równoleżnikowym) w pojedynczych punktach; zespoły takie charakterystyczne są przez to, że działają zarówno jako kopuły, jak również jako dźwigary, co w rezultacie umożliwia projektowanie dużych rozpiętości przy bardzo znacznych rozstawach słupów obwodowych; b) powłoki konstrukcji podobnej, jednak o rzucie poziomym prostokątnym lub wielobocznym (stosownie do obrysu tego pościnane odpowiednio skrajnymi płaszczyznami pionowymi), które wykształcić można tak, by były one prawie zupełnie wolne od momentów gnących (działanie błonowe, niem.: Membranwirkung); okazuje się, że przy tak skonstruowanych zespołach, nawet przy największych rozpiętościach, nie jest się w stanie wykorzystać dopuszczalnych naprężeń; wynikająca stąd ich cienkościenność regulowana jest zatem głównie postulatami bezpieczeństwa przed wyoboczeniem; c) kopuły o kształcie wnętrza kolistej (niem.: Absidenkuppeln), powstałe przez przecięcie normalnej kopuły płaszczyzną pionową na dwie części; są one ważne o tyle, że nadają się znakomicie jako zamknięcia końcowe powłokowych hal wydłużonych i jako takie weszły też już do praktycznego budownictwa inżynierskiego (hangary lotnicze i t. p.); niezależnie od tego istnieć one mogą jako budowle samodzielne (pawilony muzyczne i t. d.). Przy odpowiednim usztywnieniu ich węzłowi zespoły te zaprojektować można również tak, by panował w nich stan napięcia membranowy czyli błonowy (niem.: Membranspannungszustand).

Referent wspomina ponadto o opracowanym przez siebie sposobie obliczania tej kategorii powłok (np. o rzucie eliptycznym), które przez transformacje (przekształcenia) afinarne odwzorować można na powłoki obrotowe (np. kuliste). Zastosowanie metody, nazwanej przez referenta „Das Prinzip des statischen Massenausgleiches”, prowadzi tu szybko do celu.

Do prolemu wszelkiego rodzaju innych dowolnie podwójnie zakrzywionych powłok podchodzi się najprościej przez wprowadzenie i zastosowanie t. zw. funkcji naprężeń, z której podobnie jak ze znanej w teorii sprężystości funkcji AIRY'ego interesujące nas składowe sił wewnętrznych otrzymuje się przez proste operacje różniczkowe (pochodne cząstkowe tejże funkcji naprężeń), pod zastrzeżeniem jednak, że warunki podparcia tych zespołów są tego rodzaju, iż nie kolidują ze stanem napięcia typu błonowego we wnętrzu danej konstrukcji powłokowej.

W drugiej części swego referatu<sup>1)</sup> Prof. D i s c h i n g e r bada dźwigiary sklepieniowe c i ą g ł ę o dowolnym przekroju poprzecznym z tym, że nad każdą z podpór są one usztywnione przeponami poprzecznymi. Ponieważ konstrukcje tego rodzaju bywają stężone żebrami wzmacniającymi, autor uwzględnia w rachunku ich wpływ w ten sposób, że zespoły traktuje jako ortotropowe (przy czym jest to w danym wypadku ortotropia konstrukcyjna, a nie materiałowa). Obliczenia swe, ujęte zrazu całkiem ogólnie, specjalizuje autor następnie do wypadków utwierdzenia równomiernego względnie jednostronnego dźwigarów sklepieniowych nad przeponami, do alternatywy sklepienia o przekroju cykloidy, do sklepienia kołowego o dowolnym obciążeniu, przy czym dochodzi on do przekonania, iż w odróżnieniu od metod stosowanych w statyce zwyczajnych (smukłych) belek ciągłych w wypadku ciągłych ustrojów sklepieniowych zaniedbanie odkształceń postaciowych (niem.: Schubverzerrungen) jest rzeczą z zasady niedopuszczalną — podobnie zresztą, jak nawet w tych wypadkach zwyczajnych belek ciągłych, kiedy ich wysokość w stosunku do aktualnej rozpiętości jest duża. Analogiczne stosunki znane nam są ponadto ze statyki wysokich płaskich płyt (tarcz), jak np. ścian zbiorników silosowych i t. p., których stan napięcia obliczyć można jedynie przez stosowne rozwiązanie różniczkowych równań teorii sprężystości (przy pomocy np. wspomnianej już uprzednio funkcji naprężeń A i r y' e g o).

Celem możliwie prostego ujęcia tych zagadnień autor posiłkuje się równaniami C l a r e y r o n a, których zastosowanie objaśnia wpierw na przykładzie zwykłej belki ciągłej, po czym pokazuje, jak stosować je należy do dźwigarów sklepieniowych o konstrukcji ciągłej, i to dla założeń całkiem ogólnych, a więc dla zmiennych grubości powłok - sklepień, jak i zmienności obciążień.

Okazuje się przy tym na podstawie przeliczonych przykładów, że przy ustalaniu wielkości ujemnych momentów podporowych uwzględnianie wpływu odkształceń postaciowych jest rzeczą nieodzowną, uwydatnia się bowiem bardzo wyraźnie liczbowo, a to w tym sensie, iż momenty te zmniejszają się w sposób bardzo znaczny od kilku do kilkudziesięciu procent, i to tym więcej, im większa wysokość 2a belki w porównaniu do rozpiętości l, tak że przy bardzo małym l w stosunku do 2a efekt ciągłości ustroju w ogóle zanika. Oznacza to, iż ciągłość tego rodzaju ustrojów sklepieniowych nie zaznacza się tak wyraźnie jak przy smukłych belkach ciągłych potocznej konstrukcji. W porównaniu z nimi zatem w dźwigarach sklepieniowych momenty ujemne nad podporami zmniejszają się, przeszłowe natomiast momenty dodatnie wzrastają. Różnica ta zaznacza się szczególnie wydatnie przy sklepieniach bez specjalnych podłużnic obrzeżnych; w wypadku zastosowania podłużnych belek skrajnych stopień ciągłości ustroju zbliża się do sto-

pnia znanego nam ze statyki zwyczajnych belek wieloprzesłowych.

Wszyscy dotychczas wymienieni referenci podchodzili do zagadnień obliczania ustrojów powłokowych od strony matematycznej teorii sprężystości, co daje niewątpliwie wyniki dokładne i pozwala na gruntowne zbadanie i liczbowe ujęcie statycznej ich akcji, może jednak być powodem uciążliwych i kłopotliwych rachunków.

Odmianą drogę od tych metod obiera Doc. H. G r a n h o l m<sup>2)</sup> (Sztokholm). Zaznacza on na wstępie swego referatu, że stosowanie metod ścisłych przy obliczaniu kopuł prowadzi — o ile one w ogóle dla danych problemów praktycznych są już ustalone — do badań niejednokrotnie zbyt długich i zawiłych, tak że wątpliwym stać się może, czy inżynier praktyk znajdzie kiedykolwiek czas i sposobność ustalania wymiarów projektowanych przez siebie konstrukcyj na takich podstawach, tym bardziej, iż ścisłe te wyniki ujęte bywają w formie szeregów nieskończonych, nie zawsze dostatecznie zbieżnych. Referent jest zdania, że dalszy rozwój teorii kopuł będzie wyjść musiał od pewnych zasadniczych uproszczeń.

W tym celu autor odwraca się od klasycznych dotychczasowych prac pionierskich (M e i s s n e r a, B o l e r a, D u b o i s, H o n e g g e r a, E k s t r ö m a), a statykę kopuł oprócz chce na (przybliżonym) przyjęciu, iż składają się one z dwóch krzyżujących się ze sobą wzajemnie zbiorów belek w tym sensie, że południki uważać można za ciąg belek podpartych przez równoleżniki (pierścienie poziome) ustroju. Założenie takie prowadzi w prostej linii do zagadnień belek na podłożu sprężystym i na takiej też podstawie referent podaje sposób obliczania sił i momentów oraz naprężeń w kopułach.

Że ujęcie takie jest zabiegiem dopuszczalnym i posiada swój fizyczny sens, świadczy m. in. fakt, że jeżeli przybliżenie powyższe zaostrozimy i południki potraktujemy nie jako b e l k i p r o s t e, lecz jako s k l e p i e n i a na sprężystym podkładzie równoleżników, to dojdziemy do ścisłych rozwiązań M e i s s n e r a. W ogóle zaś im bardziej płaską będzie kopuła tym bardziej będzie wskazanym powyższe zaostwienie dokładności rachunku, gdyż wtedy każdy z południków działa wybitnie na sposób s k l e p i e n i a. Na odwrót, im bardziej stromą będzie styczna do przekroju kopuły w miejscu jej podparcia (i im mniejsza grubość jej ścian), tym ściślej będą wyniki traktowania południków jako b e l k na podłożu sprężystym, a w przypadku szczególnym, gdy styczna ta będzie wszędzie pionową, gdy zatem kopuła przekształci się w walec, metodę referenta uważać należy nawet za zupełnie ścisłą.

Na podstawie przeliczenia konkretnych przykładów liczbowych autor udowadnia, iż w ten sposób rachunek cały kształtuje się rzeczywiście względnie prosto, przy czym wyniki uzyskane na takiej zasadzie wykazują dobrą, w niektórych przypadkach nawet wręcz znakomitą zgodność z wynikami opartymi o rachunek ścisły, z czego autor wniosła (nieco zbyt optymistyczny) wniosek, iż nie ma w ogóle powodów po temu, by zagadnienia statyki kopuł rozbudowywać do zawiłych problemów matematycznych.

W dalszym ciągu referent rozszerza swój przybliżony sposób również do wypadków zmiennej grubości ścian ko-

<sup>1)</sup> Fr. Dischinger, Das durchlaufende ausgesteifte zylindrische Rohr und Zeiss - Dywidag - Dach (M. IV.)

<sup>2)</sup> H. Granholm, Massive Kuppeln, zylindrische Behälter und ähnliche Konstruktionen (P. P.)

puły. A choć istnieją co prawda studia (np. H a y a s h i' e g o) na temat belek o zmiennym momencie bezwładności i o zmiennym sprężystym podparciu, których wyniki możnaby do tego rodzaju zagadnień bezpośrednio zastosować, referent uważa, że praktyka mimo wszystko z gotowych tych już wyników i opracowań korzystać nie może i sam podaje względnie prosty (z grubsza jednak tylko przybliżony) sposób rozwiązywania również i tych trudniejszych problemów.

Wreszcie wskazuje on na możliwość stosowania swojej metody również i do wypadków projektowania zbiorników cylindrycznych i masywnych sklepionych przegród dolin, które uważać można za przypadki graniczne traktowanych tu kopuł, oraz podaje równocześnie, jak w razie potrzeby uwzględnić można różnokierunkowość struktury (materiałowej lub konstrukcyjnej) omawianych zespołów.

Referat ten ze względu na jasność wykładu oraz nasświetlenie problemu kopuł od odmiennej, poglądowej strony zasługuje na uwagę inżynierów - praktyków.

Bardzo wyczerpujące opracowanie na temat rozwoju i postępów teorii sklepionych (w rzucie poziomym) przegród dolin przedłożył Prof. Z d. B a z a n t<sup>9)</sup> z Pragi (wybrany niedawno na członka Akademii Nauk Technicznych w Warszawie). Pierwotnie zapory takie traktowano jako przegrody ciężkie, przeciwdziałające naporowi wody jedynie swym własnym ciężarem, względnie na sposób pionowych belek wspornikowych utwierdzonych w fundamencie. Rozpatrywano przy tym przekrój w miejscu największej wysokości przegrody, zaniebując w ogóle jej wzmocniony opór z tytułu kształtu łukowego.

Rzecz jasna, że tego rodzaju postawienie sprawy nie mogło na dłuższą metę zadowolić. Z kolei rozbudowano więc teorię łukowych przegród na takiej podstawie, że uważano ich korpus za zbiór poziomych, niezależnych od siebie sklepień, wspierających się o pobocza doliny, a obciążonych (wzrastającym z głębokością) naporem wody. Sposób ten zasadza się na założeniach znanych nam z teorii zwykłych konstrukcji sklepionych. Z czasem udoskonalono ją przez uwzględnienie — obok momentów gnących — sił podłużnych i tnących.

Wkrótce przekonano się, iż znaczne z reguły grubości murów przegrodowych wymagają zarzucenia (w stosunku do nich) teorii sklepień cienkich; metody w zastosowaniu do sklepień grubych, zrazu przybliżone, zastąpiono rychło postępowaniem ściślejszym, opartym o rozważania teorii sprężystości<sup>10)</sup>, tym bardziej, że uzyskiwano na tej drodze znaczne korzyści gospodarcze.

Niebawem uznano jednak nierealność i tego rodzaju modelów (aktualnych jednak w wypadku umyślnych lub przypadkowych przerw roboczych, ułatwiających wytwarzanie się wspomnianych, niezależnych od siebie sklepień poziomych), przy czym problem ten przedstawiał się w tej fazie swego rozwoju zasadniczo w ten sposób, iż zapórę wyobrażono sobie jako zespół dwóch grup krzyżujących się wzajemnie ustrojów: sklepień poziomych i wsporników pionowych. Sednem sprawy jest tutaj trafny podział obciążenia (parcia wody) na te ustroje (wyrażający stopień współuczestnictwa każdej z wymienionych dwóch grup w całkowitym wysiłku i udźwigu konstrukcji). Zrazu sądzono, że sklepienia poziome uważać można za obciążo-

ne równomiernie (przy zmiennym obciążeniu wsporników). Wkrótce jednak koncepcja ta ustąpić musiała rozważaniom ściślejszym, na podstawie których jesteśmy dziś w stanie określić wcale dokładnie stopień i sposób współdziałania ze sobą elementów łukowych i belkowych, i to zarówno przy przegrodach symetrycznych jak i niesymetrycznych.

Ogólnie powiedzieć można, że z rosnącą długością zapory wzrasta długość sklepień poziomych, a tym samym ich odkształcalność, podczas gdy pionowe wsporniki nie zmieniają przy tym swej sztywności. Większość obciążenia przyjmują zatem wtedy właśnie wsporniki, a działania zapory zbliża się do działania muru typu ciężkiego (prostego), w którym obciążenia zewnętrzne spływają do fundamentów i podłoża całkowicie przez te właśnie pionowe elementy statyczne. Na odwrót, zapory łukowe krótkie działają wybitnie jako ustroje sklepione, eliminujące w miarę ubytku długości stopniowo coraz bardziej działanie wspornikowe. Na ogół przy długościach  $l$  większych od  $2\frac{1}{2}$ -krotnej wysokości  $h$ ,  $l > 2,5 h$ , skuteczność sklepienia bywa już tak znikoma, iż wolno ją zaniedbać. Jednak przy zaporach łukowych o nieznacznej grubości korpusu współdziałanie sklepieniowe nawet ponad tą granicę może być jeszcze tak znacznym, że trzeba je brać pod uwagę.

Wiele uwagi poświęca referent skutkom zmian temperatury oraz pokrewnych z nimi do pewnego stopnia zjawiskom i oddziaływaniom skurczowym, które — każde oddzielnie — stanowią poważne niebezpieczeństwo dla omawianych budowli. (I tak np. zmiany temperatury prowadzić mogą w niekorzystnych wypadkach do naprężeń większych aniżeli te, które pochodzą od naporu mas wodnych). Co prawda odkształcenia niesprężyste (a więc o charakterze trwałym) zarówno posadowienia w skale jak i samego ustroju konstrukcyjnego działają tutaj wybitnie odciążająco, niemniej jednak sprawy te wymagają celem należytego ich opanowania wiele zręczności i uwagi. Gdy inaczej szkodliwym tym wpływom zapobiec nie można eliminuje się je przez fugi dylatacyjne, które w świetle wspomnianych rozważań są bez statycznego znaczenia dla zapory jako zeskładu wspornikowego (rzut poziomy prostoliniowy), które jednak zagrozić mogą stałości przegród o działaniu łukowym.

Śledząc wywody referenta nie trudno nam odkryć w nich wyraźną analogię do problemów powłok, szczególnie w scharakteryzowanym uprzednio ujęciu ich przez H. G r a m i n h o l m a<sup>4)</sup>. Nie może tedy stanowić dla nas niespodzianki zakończenie teoretycznej części omawianego obecnie referatu, stwierdzające, że tylko poznanie działania przegród dolin jako powłokowych zespołów przestrzennych może stanowić dalszy istotny postęp w ich badaniu. W tym też kierunku idą ostatnie zdobycze naukowe w tej dziedzinie, zaawansowane już wcale poważnie (szczególnie w U. S. A.).

Zdajemy sobie jednak sprawę z okoliczności, że i tą drogą dochodzimy jedynie do przybliżonej tylko oceny zachodzących tu zjawisk, gdyż masywne i potężne wymiary grubościowe przegród dolin domagają się raczej rozważania zagadnienia tego na podstawie ogólniejszej, wychodzącej z warunków równowagi nieskoczenie małego elementu składowego zapory oraz jego odkształcenia; należałoby przy tym uwzględnić aktualne każdorazowo warunki brzegowe: wzdłuż górnej krawędzi swobodę w odkształcalności korony muru, natomiast podparcie (z ewent. utwierdzeniem) na poboczach doliny i w stopie fundamentowej. Istotnie, pierwsze kroki w kierunku rozwiązania tak uję-

<sup>9)</sup> Z d. Bazant, Entwicklung der Berechnung von Bogenstaumauern (P. P.).

<sup>10)</sup> W takich ramach utrzymany był również na temat ten wykład dyskusyjny Doc. K. Hofackera (Zurych).



tego zagadnienia już poczyniono, a choć droga ta jest na razie jeszcze uciążliwa i nieprzetarta, zwłaszcza gdy zechcemy uwzględnić również sprężystą podatność stopy fundamentowej, to jednak zapewne badania najbliższej już przyszłości naświetlą problemy poruszone od tej właśnie strony.

W dalszym ciągu omawia referent wybór najkorzystniejszego kształtu i przekroju korpusu zapory i to zarówno ze stanowiska ekonomii (kubatury) przegrody, jak i ze względów statycznych. Okazuje się, że przekrój trójkątny (aktualny dla przegród prostych i lekko tylko zakrzywionych) nie jest dla zapór łukowych polecenia godnym; że ponadto korzystne są wymiary grubościowe raczej szczupłe; że wpływ wyporu wody, tak ważny przy przegrodach o działaniu ciężkim, posiada stosunkowo małe znaczenie.

Przy tym wszystkim nie należy jednak zapominać, że na charakter zachowywania się elasto - statycznego zapór ogromny wpływ posiada sposób ich wykonania: gdy przegroda działać ma jako sklepienie, musi posiadać charakter monolityczny w kierunkach pionowym i poziomym. Stąd wspomniana już uprzednio trudność w rozmieszczeniu i wykonaniu fug dylatacyjnych.

Referent podaje wreszcie jeszcze szczegóły sprawdzania różnych sposobów obliczania powłok łukowych przy pomocy pomiarów precyzyjnych na modelach laboratoryjnych oraz w wielkim stylu na wykonanych już budowlach (U. S. A.) i podkreśla oraz uzasadnia fakt, iż pewność przegród łukowych jest bez porównania większą od pewności przegród prostych, co posiada duże znaczenie wobec konieczności zagwarantowania bezpieczeństwa okolicom położonym poniżej przegrody.

Ten sam autor zajął się w oddzielnym referacie<sup>11)</sup> cylindrycznymi ustrojami grubościennymi. Stwierdzając na wstępie, że przybliżone metody technicznej nauki o wytrzymałości nie oddają należycie poszukiwanych wyników, referent podchodzi do postawionego sobie zadania od strony teorii sprężystości (zakładając izotropię struktury materiału konstrukcyjnego). Po ustaleniu ogólnych wyników, wywodzących się z równań równowagi małego elementu składowego, wyciętego z calizny ustroju cylindrycznego, oraz z zależności zachodzących między odkształceniami a naprężeniami, autor specjalizuje swoje wzory do następujących przypadków szczególnych:

1) cylindryczny ustrój grubościenny, nieograniczony w kierunku tworzących walca, obciążony przez równomierne parcia wewnętrzne i zewnętrzne (— jest to zresztą znane ogólnie zadanie Lamégo);

2) cylindryczna gruba ściana pionowa zbiornika, obciążona przez naciski radialne wewnętrzne i zewnętrzne, zmienne z głębokością  $x$ . Rozwiązanie otrzymuje autor na trzy sposoby:

- a) rozpatrując odkształcenia ustroju,
- b) badając jego naprężenia oraz
- c) wprowadzając t. zw. funkcję naprężeń.

Zauważyć jednak trzeba, że nie uwzględniono w problemie tym zaburzeń stanu napięcia (i odkształcenia), pochodzących z utwierdzenia ścian zbiornika w jego dnie (lub innego z nim ich połączenia). Rozwiązanie zatem słuszne być może jedynie dla części od dna odleglejszych,

w których zaburzenia te są już bez (praktycznego) znaczenia<sup>12)</sup>.

Referat Inż. M. Mary<sup>13)</sup> (Paryż), choć właściwie raczej opisowy, posiada jednak duże znaczenie i dla teoretyka. Stanowi on ciekawy przykład inteligentnego rozwiązania trudnego problemu — zastosowania rur żelbetowych do dużych ciśnień, problemu trudnego dlatego, iż, jak wiadomo, słabymi punktami ustrojów betonowych są małe ich wytrzymałości na rozciąganie. A właśnie przewody pod ciśnieniem pracują głównie na rozciąganie.

Z właściwą umysłowości romańskiej inwencją problem ten rozwiązano w ten sposób, że zbrojenie, a raczej uzwojenie przewodu tłocznego wykonano z kabli poddanych uprzednio bardzo znacznym naprężeniom wstępny m (rozciągającym), tak że w stadium nieobciążonym (przewód niezapełniony) skorupa betonowa znajduje się w stanie wstępnych (pierwotnych) naprężeń ściskających, które są tak znaczne, że nawet oddanie przewodu do ruchu powoduje jedynie tylko zmniejszenie się tych naprężeń, nie prowadząc jednak zupełnie do zmiany ich znaku (na naprężenie rozciągające). Uwzględniono przy tym zarówno oddziaływania statyczne parcia wody, jak i uderzenia dynamiczne, pochodzące z nagłego zamknięcia przewodów turbinowych.

Rozwiązanie to, którego praktyczne wykonanie było znacznie utrudnione ze względu na konieczność prowadzenia robót tych pod powierzchnią ziemi (sztolnie podskalne), funkcjonuje sprawnie i bez zarzutu w ramach zakładu wodnego w Marèges, znanego zresztą ogółowi inżynierów ze śmiałej i oryginalnej konstrukcji łukowej jego zapory wodnej (na potoku Dordogne).

Organicznie z problemem poruszonym łączy się temat referatu dyskusyjnego Dra W. Olszaka<sup>14)</sup> (Katowice), mający zresztą znaczenie i dla budowli tunelowych oraz budowy szybów i chodników górniczych, a w niektórych wypadkach i dla budownictwa przeciwlotniczego (schrony przeciwlotnicze i przeciwigazowe).

W części pierwszej referatu autor zaznacza, że żelbetowe konstrukcje grubościenne, w wykonaniu normalnym (dotychczasowym), t. zn. ze zbrojeniem rozłożonym równomiernie poprzez grubość ścianki (względnie usytuowanym symetrycznie u obu obrzeży przekroju), w znacznej mierze odbiegać mogą w statycznym swym zachowaniu się od wyidealizowanych modeli równokierunkowych (izotropowych), i że z tego powodu, przy obciążeniu konstrukcyj takich równomiernie rozłożonymi naciskami ra-

<sup>12)</sup> Rozwiązanie przybliżone w pobliżu den i t. p. podaje prof. M. T. Huber w pracy: „Théorie des déformations... de tubes à parois épaisses...”. Warszawa, 1935. Rocznik Akad. Nauk Techn.

<sup>13)</sup> M. Mary, Le frettage des conduites forcées de l'usine hydro-électrique de Marèges (P. P.).

<sup>14)</sup> W. Olszak: a) Dickwandige Eisenbetonleitungen und verwandte Verbundkonstruktionen in bisheriger und verbesserter Ausführung. Vorschläge zur Verbesserung ihres statischen Wirkungsgrades. (R. F.), b) Zagadnienia statyki rurociągów żelbetowych oraz pokrewnych konstrukcyj z betonu zbrojonego z uwzględnieniem ich różnokierunkowości. Księga Pam. II Zjazdu Inż. Bud. w Katowicach 1936, str. 33, c) Beiträge zur Statik von polarorthotropen Scheiben und zylinderorthotropen Rohren. Der Bauingenieur 1936, Nr. 31/32, d) Pierścienie i rury o wyrównanych naprężeniach obwodowych. Studium nad usprawnieniem konstrukcyj grubościennych. Czasopismo Techniczne, 1937, Nr. 1, 2, 3, 4, e) Ustroje grubościenne w wykonaniu dotychczasowym a ulepszonym w zastosowaniu do budownictwa przeciwlotniczego oraz obudowy chodników i szybów górniczych. Przegl. Gór.-Hutn. 1936, Nr. 12.

<sup>11)</sup> R. Valette, Ouvrages à parois reforcées ou non par des raidisseurs. (P. P.)

<sup>12)</sup> Fr. Dischinger, Die Flächentragwerke des Eisenbetonbaues (P. P.)

<sup>13)</sup> Zd. Bazant, Théorie exacte des enveloppes cylindriques épaisses (M. IV.).

dialnymi wewnętrznymi lub zewnętrznymi, nie wolno bezkrytycznie stosować wzorów Lamégo dla wymiarowania, względnie ustalania stanu napięcia i odkształcenia tego rodzaju w rzeczywistości różnokierunkowych (anizotropowych) ustrojów. Trzeba bowiem pamiętać o tym, że właśnie anizotropia struktury tego rodzaju elementów konstrukcyjnych może być powodem bardzo znacznych różnic i odchyłek od zachowania się modeli izotropowych, i to odchyłek w sensie niekorzystnym, zmniejszającym pewność i bezpieczeństwo ustroju, a to z tego powodu, że szczyt naprężeń na brzegu wewnętrznym rurociągu (względnie pierścienia) podnieść się może w sposób bardzo niemiły, o 10, 15, 20 i więcej procent, — tym w ogóle zaś więcej, im bardziej konstrukcja jest grubościenną i im mocniej obwodowo i podłużnie uzbrojoną<sup>14b)</sup>, przy równoczesnym ociążeniu i tak już leniwie pracujących i na skutek tego niewykorzystanych partij zewnętrznych przekroju kołowego. Pociąga to m. in. za sobą taki skutek, że punkt ciężkości wykresu naprężeń obwodowych (a więc i ich wypadkowa) przesuwa się w kierunku krawędzi wewnętrznej rurociągu.

Jest rzeczą jasną, że tak skonstruowany ustrój musi być wybitnie nieekonomiczny, gdyż tylko jedno jedyne włókno wewnętrzne pierścienia pracuje w pełni (osiągając, dajmy na to, naprężenie dopuszczalne), podczas gdy reszta przekroju reprezentuje kapitał niewykorzystany i po części martwy danej inwestycji i marnuje się niepotrzebnie tam, gdzie jest to zbyt cenne.

Ponadto również i względy statyczne i ruchowe przemawiają za zaniechaniem tego rodzaju konstrukcyj. Przy ewentualnych przeciążeniach (jak uderzeniach wodnych przy przewodach pod ciśnieniem, zwiększonych parciach skały przy szybach i chodnikach i t. p.) szczyt naprężeń na brzegu wewnętrznym podskakuje w sposób bardzo szkodliwy, dając impuls do rys i pęknięć, względnie do lokalnych zgmiotów i prowadząc w konsekwencji zarówno do zagrożenia bezpieczeństwa budowli, jak i do strat ciśnienia i wody (rurociągi), względnie do przeciekania, ewentualnie i zagazowania wnętrza szybów i chodników górniczych oraz schronów przeciwlotniczych.

W drugiej części referatu autor podaje prosty a radykalny sposób<sup>14a)d)c)</sup>, prowadzący do całkowitego zniesienia wspomnianego szczytu naprężeń i nierównomiernego wyłężenia ustrojów grubościennych. Sposób ten opiera się o rozważania teorii sprężystości, a praktycznie skutecznie da się przez niego osiągnąć, ściślej — przez jego zagęszczenie w miarę postępu od krawędzi wewnętrznej ku zewnętrznej.

Uzyskuje się w ten sposób korzyść potrójną: statyczną (równomierne wyłężenie ustroju), ruchową (wylimitowanie rys i pęknięć, względnie zgmiotów i wszelkich ich skut-

ków), oraz ekonomiczną (spełnienie postulatu wykorzystania w równej mierze każdego włókna przekroju pozwala na bardzo znaczne oszczędności w kubaturze betonu oraz w wadze żelaza; przykładowo kubatura ustroju w wykonaniu dotychczasowym większa być może od kubatury ustrojów ulepszonych o 50, 100 i więcej procent).

Kongres, na końcowym swym posiedzeniu, przyjął wniosek autora, zalecający stosowanie ulepszonych na sposób objaśniony ustrojów grubościennych, właśnie ze względu na trojaką uzyskiwaną przez ich stosowanie korzyść w stosunku do ustrojów dawniejszych.

Sprawozdanie niniejsze pomija z rozmysłem referaty na temat zagadnień teoretycznych i praktycznych, aktualnych przy budowie mostów żelbetowych (belkowych i lukowych) o dużych rozpiętościach. Sprawom tym, jako bardzo ważnym i ciekawym, poświęcono na kongresie wiele uwagi; domagają się one oddzielnego omówienia.

Nie streszczam również referatów i dyskusji na temat sposobu obliczania przekrojów żelbetowych belek zginanych i na temat najściślej z problemem tym związanej liczby „n”, dookoła której zresztą rozgorzała gorąca dyskusja; z jednej bowiem strony wysunięto propozycję, by z żelbetnictwa całkowicie ją wylimitować, skoro doświadczenia wykazały, że trzeba ją przyjmować w interwale bardzo szerokim, bo w granicach od wartości normalnych aż do wielkości 100; z drugiej natomiast strony posiada ona nadal zdecydowanych zwolenników, którzy zalecają jej stosowanie na sposób dotychczasowy. Tematy te i podobne poruszono częściowo w innych sprawozdaniach niniejszego zeszycu.

Reasumując stwierdzić trzeba, że choć w dziedzinie teorii ustrojów żelbetowych nie było może na Kongresie Berlińskim sensacyjnych rewelacji i nowości, to jednak referaty i dyskusje kongresowe stanowiąc będąc bezsprzecznie na dłuższy okres czasu źródło i skarbnicę wskazówek, jakimi drogami znaczył i znaczyć się będzie postęp w tym dziale, gdzie ponadto istnieją w całości zagadnień tych luki i jakie problemy czekają nadal swego rozwiązania. Są one prócz tego jeszcze niezwykle ciekawe i z tego względu, że dają niejako syntetyczny, ogólnosiwiatowy przekrój przez kierunki i prądy zainteresowania się naukowymi i praktycznymi problemami budownictwa inżynierskiego i charakteryzują oryginalne nieraz, a w różnych ośrodkach cywilizacji świata niejednokrotnie dość znacznie od siebie się różniące sposoby podchodzenia do wielkich i trudnych zadań inżynierskich. Z tego powodu wydawnictwami kongresowymi powinni zaznajomić się nie tylko bezpośrednio zainteresowani fachowcy - specjaliści, lecz również i ci, którzy rozwój myśli technicznej śledzą na szerszej podstawie, w ramach ogólnej linii postępu i rozwoju dorobku kulturalnego ludzkości.

## OTWORY WIERTNICZE — GŁĘBOKOŚĆ I ILOŚĆ ICH PRZY BADANIACH TERENÓW BUDOWLANYCH

*Podane poniżej wskazówki zostały rozpatrzone, uzupełnione i zalecone do stosowania w praktyce przez Komisję Badań Gruntów Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych na podstawie wstępnego projektu opracowanego przez inż. M. W. Wesolowskiego przy udziale inż. R. Piętkowskiego.*

Przed powzięciem decyzji co do sposobu fundamentowania budowli niezbędne jest wykonanie wstępnego zbadania gruntu na terenie budowlanym, przy pomocy otworów wiertniczych lub dołów próbnych, w myśl następujących wskazówek:

### I. Rozmieszczenie i ilość otworów.

Rozmieszczenie i ilość otworów powinny być takie, żeby z danych, uzyskanych z poszczególnych otworów, można było dokładnie określić jakość, grubość i układ warstw gruntu pod terenem budowy.

Przy jednostajnym układzie warstw pierwsze otwory można rozmieścić w dość dużych odstępach, nie większych jednak od 30 m. Odległości między otworami winny zależeć od zmienności układu warstw pod danym terenem. Jeżeli nasuwają się podejrzenia co do istnienia słabszych miejsc w gruncie — należy odstępy zmniejszyć do 10 metrów, a nawet mniej, zależnie od warunków miejscowych.

Otwory rozmieszczać należy wzdłuż obwodu fundamentu, o ile można po za obrysem budynku w odległości 1—2 m od niego. Prócz otworów obrzeżnych należy wykonać przynajmniej jeden otwór w pobliżu środka rzutu fundamentów.

Przy budynkach o powierzchni zabudowania powyżej 300 m<sup>2</sup> przyjmuje się 5 otworów jako liczbę minimalną (1 w środku i 4 w narożach budynku). Przy mniejszej powierzchni zabudowania dopuszczalne jest ograniczenie ilości otworów do 3, rozmieszczonych odpowiednio do obrysu budynku i nie w jednej linii, a to w tym celu, żeby z tych trzech otworów można było zaobserwować nachylenie pokładów.

Przy łamanych konturach budynku otwory należy tak rozplanować, żeby otrzymać pod wszystkimi częściami projektowanej budowli dane charakteryzujące rodzaj i układ gruntów.

### II. Sposób wykonania otworów.

Sposób pobierania próbek gruntu oraz badania ich fizycznych własności i wytrzymałości zostanie podany osobno. Poniżej zaznaczone są zasadnicze warunki techniczne, jakie należy zachowywać przy wykonywaniu wierceń próbnych.

Należy powiązać niwelacją punkty, w których zostały założone otwory. Średnica rur wiertniczych powinna być zasadniczo nie mniejsza niż 125 mm (5 cali), celem uniknięcia zapychania rur i maskowania warstw. Rura o średnicy 125 mm pozwala na użycie dłuta z obciążnikiem do przejścia twardych przewarstwień lub usunięcia głazów i daje mniejszy opór wewnętrzny, pozwalając na ściślejsze stwierdzenie naporu wód gruntowych i przewarstwień płynnych (kurzawki).

Należy obserwować poziomy wód gruntowych w każdej warstwie wodonośnej, wcinając rury w wyżej leżącej warstwie nieprzepuszczalnej. Ustalenie poziomów zwierciadła wody w poszczególnych warstwach różnych otworów, dokonane możliwie jednocześnie, umożliwia identyfikację nawierconych warstw i wykonanie prawdziwego przekroju geologicznego.

Pożądaną rzeczą jest zbadać, czy istnieje ruch wód gruntowych i jaką posiada szybkość.

Należy ustalić warstwy zawierające glazy.

O ile można oczekiwać napotkania wody artezyjskiej w otworach próbnych, należy te otwory wykonywać po za obrysem podstawy fundamentów. Otwory próbne po wykonaniu ich i pobraniu próbek powinny być zasypane z powrotem, przy czym otwory te w warstwach wodonośnych winny być wypełnione gruntem nieprzepuszczalnym (głina, il itp.) i uszczelnione przez ubicie.

### III. Głębokość otworów.

Zasadniczo otwory wiertnicze lub doły próbne powinny dosięgnąć warstw gruntu stałego, macierzystego i określić ich charakter. Takie podejście do sprawy ułatwia następnie wybór pokładu, na którym można posadowić budowle nawet o poważnych obciążeniach. Przy przejściu przez górne warstwy otwory wiertnicze ustalają ich rodzaj i układ i pozwalają określić, które z nich mogą być wykorzystane do posadowienia budowli lżejszych, mniej obciążonych. W takim wypadku w zależności od układu warstw może okazać się wystarczające założenie jednego głębokiego otworu, wyświetlającego układ wszystkich warstw górnych, a pozostałe otwory wiertnicze można zatrzymać w warstwie wyznaczonej za podłoże do fundamentowania.

W zwykłych warunkach głębokość otworów wiertniczych lub dołów próbnych powinna umożliwić zbadanie gruntu do poziomu, w którym naprężenia będą już tak niewielkie, że nawet w słabszych gruntach nie będą mogły wywołać takich odkształceń, któreby mogły wpłynąć ujemnie na budowlę. Przyjmując że w przeciętnych warunkach naprężenie mniejsze od 0,5 kg/cm<sup>2</sup> nie może wywołać w gruncie znacznych i niebezpiecznych dla budowli odkształceń, poniżej podane zostały głębokości, na których naprężenie 0,5 kg/cm<sup>2</sup> przestaje występować w gruncie pod środkiem obciążonej prostokątnej powierzchni o dowolnym stosunku wymiarów. Obliczenia przeprowadzono korzystając z wzorów i tablic Newmarka (N. W. Newmark: „Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations” University of Illinois, Bulletin Nr. 4, Urbana, III. 1935), opartych na podstawowym wzorze Boussinesqua.

W praktyce najczęściej spotykamy wypadek, gdy istnieje kilka miejsc obciążonych, blisko siebie położonych, np. kilka ław lub stóp fundamentowych. W takim wypadku, zgodnie z wynikami doświadczeń, wpływ poszczególnych miejscowych obciążeń zaciera się na pewnej głębokości i układ naprężeń przybiera postać podobną do układu przy równomiernym średnim obciążeniu całej powierzchni zabudowanej (fotografia obciążonej płytki bakelitowej w świetle spolaryzowanym daje pewną analogię i ilustrację zachodzących tu zjawisk (Fig. 1) — fotografia wzięta jest z raportu Komitetu Badań Gruntów i Fundamentów Ameryk. Stow. Inż. Cyw. i daje laboratoryjny obraz izochrom, czyli linii jednakowych głównych naprężeń). Jeżeli istnieje

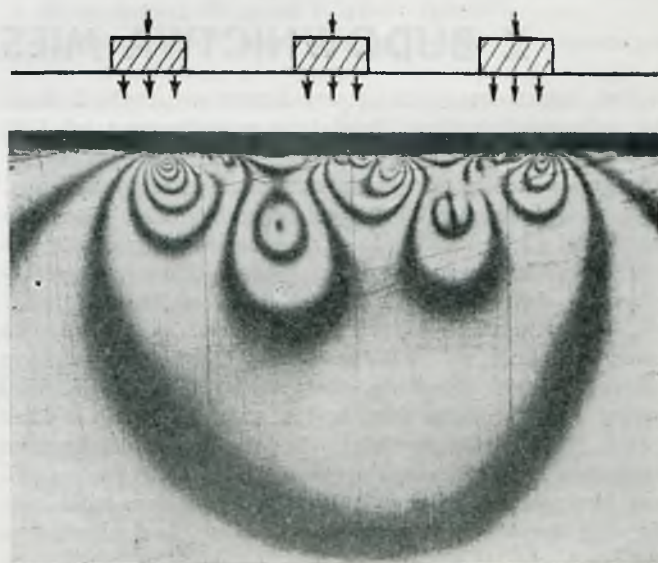


Fig. 1.

ją specjalne warunki terenowe, np. nasypy, torfowiska, bagna, złoża kurzawki lub zachodzi możliwość usuwisk, głębokość otworów winna być powiększona tak, aby całkowicie wyjaśnić sprawę późniejszego posadowienia budowli. W takich wypadkach może się zdarzyć, że pokłady stałych gruntów będą do fundametowania praktycznie nieosiągalne i wypadnie dostosować do napotkanych warunków specjalne typy fundamentów. Jeżeli wiercenia wykażą trwale grunta skaliste na mniejszej głębokości, to zagłębienie otworów może być odpowiednio zmniejszone. Również gdy zalecana głębokość otworów wypada powyżej 15 m, można ograniczyć wiercenia, doprowadzając do pełnej głębokości nie wszystkie, lecz kilka zasadniczych otworów, a w pozostałych zbadać tylko układ górnych warstw gruntu.

Jeśli przyjąć obciążenie średnie „W” jako iloraz całkowitego ciężaru budowli wraz z ciężarem użytkowym przez powierzchnię ograniczoną zewnętrznym obrysem rzutu fundamentów, zaleca się stosować następujące głębokości otworów do badania gruntu w zwykłych warunkach:

a) dla zwartego rzutu budowli, zbliżonego do kwadratu, przy obciążeniu:

kg/cm <sup>2</sup>	do głębokości
W = 0,7 i mniej	Z = 0,65 a
W = 1	Z = 0,75 a
W = 2	Z = 1,25 a
W = 3	Z = 1,6 a
W = 4	Z = 1,9 a
W = 5	Z = 2,1 a

gdzie a = średni wymiar boku prostokątnego;

b) dla prostokątnego wydłużonego rzutu o stosunku boków około 2 : 1, przy obciążeniu:

kg/cm <sup>2</sup>	do głębokości
W = 0,7 i mniej	Z = 0,65 b
W = 1	Z = 1,0 b
W = 2	Z = 1,7 b
W = 3	Z = 2,2 b
W = 4	Z = 2,6 b
W = 5	Z = 3,0 b

c) dla prostokątnego wydłużonego rzutu o stosunku boków około 4 : 1, przy obciążeniu:

kg/cm <sup>2</sup>	do głębokości
W = 0,7 i mniej	Z = 0,7 b
W = 1	Z = 1,1 b
W = 2	Z = 2,1 b
W = 3	Z = 3,0 b

d) dla prostokątnych wydłużonych rzutów o stosunku boków powyżej 4 : 1, przy obciążeniu:

kg/cm <sup>2</sup>	do głębokości
W = 0,7 i mniej	Z = 0,75 b
W = 1	Z = 1,1 b
W = 2	Z = 2,5 b
W = 3	Z = 3,75 b

gdzie b = mniejszy wymiar boku (szerokość) prostokąta. Głębokość otworów badawczych „Z” należy mierzyć od spodu fundamentów. W żadnym wypadku nie należy wykonywać otworów płytszych jak 8 m, mierząc od spodu fundamentów.

Jeżeli budowla ma rzut złożony z kilku figur, należy ją podzielić na prostokąty składowe i rozpatrywać każdy z osobna. Jeżeli ławy (stopy) fundamentowe położone są w dużych od siebie odstępach, tj. gdy stosunek odległości między osiami ław do szerokości ław jest większy od 8 : 1, należy poszczególne ławy lub stopy traktować jak osobne budowle.

Podane tu wskazówki należy rozumieć jako zalecenia przy rozstawianiu otworów wiertniczych i określaniu ich głębokości dla przeprowadzenia pierwszych badań. W poszczególnych wypadkach wyniki tych pierwszych badań mogą wywołać konieczność dodatkowych otworów dla wyjaśnienia szczegółów. Poza tym przy poważniejszych robotach fundamentowych pożądane jest zawsze zasięganie opinii geologów.

Powyższe wskazówki nie obejmują wypadków badania gruntów pod fundamentami podpór konstrukcyj inżynierskich (mosty, zapory itp.) i pod fundamentami niosącymi obciążenia dynamiczne. Te wypadki wymagają szczególnie dokładnego zbadania gruntów przez specjalistów w tej dziedzinie.

ALFRED BORNSTEIN.

## Z BUDOWNICTWA MIESZKANIOWEGO W ANGLII

Pod koniec wojny światowej liczone w Anglii i Walii 10 milionów mieszkań. Produkcja mieszkaniowa od 1920 do 1936 sięga 3½ milionów mieszkań, jedna trzecia domów mieszkalnych przypada zatem na okres powojenny. To „odnowienie Anglii” tworzy od wiosny 1933 tło i tempo nowej prosperity. Było przez parę lat angielskiej koniunktury środkiem naczelnym, jest i dzisiaj jej ośrodkiem — obok programu dobrojeń — najistotniejszym.

„Nakręcanie koniunktury” przez poparcie budownictwa mieszkaniowego uchodziło za receptę skuteczną na okres od depresji do ożywienia, ale tylko w tym okresie właściwą. Przed rokiem tłumaczył z ławy rządowej w Izbie Gmin Neville Chamberlain: budownictwo mieszkaniowe spełniło swoje zadanie, doprowadzając kraj do pomyślnej koniunktury przemysłowej. Gospodarcze zadania rządu leżą teraz w innej dziedzinie. Mimo to budownictwo mieszkaniowe, przedtem rezerwa ekspansji gospodarczej, pod wpływem nowych czynników nadal objawia natężenie szczytowej miary.

Subwencjonizm, spółdzielczość i przedsiębiorczość prywatna kolejno zmieniały swój udział w „odnowieniu kraju”. W okresie dziesięciu lat — od 1919 do 1929 — powstało 72% nowych mieszkań w Anglii i Walii przy pomocy zasiłków państwowych, do 45% bezzwrotnych. Ale już w roku 1929 produkuje budownictwo prywatne bez subsydiów publicznych ⅓ nowych mieszkań, zaś w okresie 1934 i 1935 produkcja — z prywatnych funduszy — sięga nawet ⅔. Obliczona głównie na warstwy średnie, ustępuje ostatnio znowu akcji publicznej „w walce z przeładnieniem”.

Dokumentem tej walki bardzo znamienym to mowa tronowa z 11. kwietnia 1919, w której Jerzy V. oznajmił: W Anglii i Walii brak 500 tysięcy domków mieszkalnych. Kraj nasz winien usmierzyć tę klęskę z równym zapalem, jaki okazał podczas wojny w wyrobie amunicji. Bez przesady można powiedzieć, że rozwiązanie sprawy mieszkaniowej jest podstawą społecznego postępu w każdej postaci. Jeżeli kraj ten ma się tak rozwijać, jak tego

pragniemy, musimy podjąć krucyatę przeciw chorobie i zbrodni. Pierwszą pozycją walnej bitwy, to niezdrowa i przeludniona kasarnia czynszowa w dzielnicach nędzy“.

Subsydia państwowe wdrożyły dwie ustawy z roku 1919. Schemat Addisona ustalił zasiłki i gwarancję, ograniczone do domów o 4 sypialniach i do 1400 stóp powierzchni mieszkalnej: wpłaty skarbu sięgały 260 £ na domek. Zbudowano 215 tysięcy domków, obciążając skarb państwa rocznym ciężarem 7½ milionów funtów, gminy zaś roczną dopłatą 1½ miliona funtów. Gwałtowne podrożenie budulców podkopało program Addisona.

Sumy i spłaty późniejszych zasiłków zmieniały się kilkakrotnie, zawsze jednak zwalniano od redukcji świadczeń wszystkie budowle zaczęte lub zgłoszone. Schemat Chamberlaina z roku 1923 ograniczył wpłatę skarbu do 9 £, następnie do 6 £ na lat 20; Wheatley Act z r. 1924 podwyższył subsydia na 9 £ przez lat 40. Zmiany dalsze — redukcja dopłaty na 7 funtów, amortyzacji zaś na lat 20, czy też przydział subsydiów, zastrzeżonych dla samorządu, także dla przedsiębiorstw prywatnych itd., — zmiany te nie dotknęły zasady, z biegiem lat utrwalonej stanowczo, że na jeden acr — tj. na 0.4 ha przypada najwyżej 12 domków. To norma w gęstości zabudowania ustaliła się wyraźnie.

Rozdział odrębny polityki mieszkaniowej — to walka ze „slums”, burzenie ruder. Powstawały one z przeobrażeń City z dzielnicy mieszkaniowej na handlową w odcinkach ubocznych, spustoszonych tą przemianą, ale jeszcze nią nieobjętych. Drugą grupą „slums” to domki, dzierżawione na lat 99 i przed upływem dzierżawy zaniedbywane belitośnie. Spustoszenie jednego domku udziela się następnym, ogarnia sąsiednie ulice i „szlakiem zarazy” tworzy upiorne skupienia przeludnionych ruder. Trudności opróżnienia były zrozumiałe; dach rudery był milszy niż bezdomność bez dachu.

Housing Act z 1930 — lex Greenwood — ułatwia przesiedlenie się ze „slums” do zdrowych osiedli, subwencjonując samorząd „pogłównem” w dopłacie 4½ sh rocznie za każdego lokatora. Kiedy zniesiono inne zasiłki na budownictwo mieszkaniowe — a w sumie świadczeń ze skarbu państwa i wypłaty samorządów sięgają dzisiaj 23 milionów £ rocznie, — „walka z ruderami” wybiła się na plan pierwszy. Akcję tę rozszerzono i przyspieszono w drugiej ustawie z roku 1933.

Do roku 1932 dostarczały „Building Societies” — budowlane kasy oszczędnościowe pożyczek hipotecznych na 70% kosztów budowy, właściciel budowy ograniczał nakład gotówki na ⅓ kosztorysu. Pod koniec r. 1932 podwyższyły kasy te kredyt hipoteczny do 90% kosztorysu: ryzyko kredytu ponad 70% ciąży po ⅓ na kasie, w ⅓ na samorządzie, zaś w ⅓ pokrywa się gwarancją państwową. „Budownictwo prywatne, pobudowane kredytem tej miary, tworzy teraz 1.800.000 nowych obiektów.

Rozmach budownictwa prywatnego wynika nie tylko z potaniaenia kapitałów i ułatwienia kredytów. (Koszty kredytów hipotecznych obniżono od sierpnia 1932 od 6% stopniowo poniżej 4%). Sprzyjał tej ekspansji budownictwa wzmógł popyt na nowe mieszkania; popyt ten zależy z reguły od przyrostu rodzin, czyli liczby małżeństw. Sprzyjała jej dalej zwyczajka płac realnych wśród robotników wykwalifikowanych i pracowników umysłowych: właściwy stosunek ciężarów mieszkaniowych do poziomu dochodów określa zawsze ramy i rentę kalkulacji mieszkaniowej. Obliczając od r. 1927 do 1932 niższe koszty utrzymania skutkiem spadku wydatków na żywność i odzież na 250 milionów funtów rocznie, wywodzi się z tej gigantycznej sumy corocznych oszczędności nowe źródło prywatnego budownictwa.

Inicjatywa prywatna nie pomijała w budownictwie angielskim po roku 1933 również i tanich mieszkań małego typu. Oplacalność inwestycji mieszkaniowych miała w tym okresie warunki wyjątkowe: koszt budowy dzięki niższym budulców zmniejszył się w okresie pięciu lat od 1929 do 1934 o 12 procent, koszt kapitału potaniał niemal o 30%. Inwestycje mieszkaniowe w tym okresie poważnie złagodziły bezrobocie, z ich kosztu przypada bowiem 60% na robociznę.

Slum Clearance Act z roku 1930 przewidywał budowę 300 tysięcy nowych mieszkań do roku 1938. Burzenie ruder kompensuje uszczerbek w budownictwie prywatnym. Siniej jeszcze odbija się w formacie ruchu budowlanego ustawodawstwo z roku 1935, które na zasadzie Overcrowding Act tworzy nowy „standard przeludnienia”. Maximum nowej normy to 2 dorosłe osoby na jedną izbę; dzieci do lat 10 liczy się po ½ osoby, niemowląt do jednego roku nie liczy się wcale. Paragraf 3. tej ustawy rozszerza odpowiedzialność za przekroczenia tej normy z lokatora na właściciela. Higiena mieszkaniowa niweczy „wolność Tomka w swoim domku” i stwarza na dalszy okres 2—3 lat nowy bodziec koniunktury budowlanej.

Wspomnienia Octavii Hill, skromnej nauczycielki, która przed wiekiem wdrożyła z darów i pożyczek Ruskina prywatny patronat nad kulturą mieszkaniową dzielnic upośledzonych, wiążą się z duchem i trybem inspekcji mieszkaniowej. Inspekcja ta, badając szkodliwe usterki w stanie mieszkań — przeważnie składa się z kobiet. Ich udział pozbawia tę funkcję cech ingerencji policyjnej i zbliża sprawę do pojęć i życzeń ludności.

Czy czytać będziemy historię ustaw mieszkaniowych, które od bezwładu pierwszych skromnych początków do „standartu przeludnienia z r. 1935” spełniają „utopię” reformy mieszkaniowej, — czy badać będziemy kronikę subtydiów, która kroczy od doświadczeń do poprawek w pełnej ciągłości naczelnych zamierzeń, czy wreszcie rozważać mamy technikę pożyczek budowlanych w okresie ekspansji kredytowej po r. 1932, wszędzie trzeba stwierdzić odwagę próby i „sense of proportion”.

## PRZEGLĄD WYDAWNICTW

Stanisław Tolwiński. — Analiza kosztów budowy domów mieszkalnych. — Biblioteka Tow. Ref. Mieszkaniowej. — Warszawa, 1936 — str. 26.

Wśród — nielicznych zresztą — wydawnictw polskich zajmujących się kwestią kosztów budowy praca powyższa zajmuje specjalne miejsce. Cechuje ją bardzo wnikliwa analiza, oparta na bliskiej obserwacji procesów budowy,

a przede wszystkim zrozumienie, iż dopiero usunięcie nieporozumień na temat metod pracy w tej dziedzinie pozwoli racjonalnie wykorzystać materiał obserwacyjny.

Autor słusznie wyodrębnia w kosztach budowy pięć zasadniczych grup: teren, projekt i przygotowanie budowy, roboty budowlane, koszty finansowania i koszty administracyjne. W każdej z tych grup zastanawia się nad czyn-

nikami wpływającymi na wysokość kosztów. W tym uświadomieniu tej różnorodności tych czynników tkwi bezsprzecznie największa wartość tej pracy. Należyte rozprzeżnienie tego zrozumienia pozwoli dopiero badać i dyskutować o kosztach budowy w sposób naukowy i wyciągać słuszne wnioski do praktycznego stosowania na przyszłość.

Ze zwięzłej a bogatej treści tej rozprawy przytoczymy przykładowo kilka myśli autora.

Autor wymienia układy i typy mieszkań, z jakimi się w projektach spotykamy, a które muszą być sklasyfikowane. Co do kosztorysu sporządzanego dla właściciela wysuwa autor postulat, by jego układ odpowiadał potrzebom porównywalności kosztów i wyzwolił się od przestarzałych tradycji (np. wszystkie roboty stropowe winny być skupione w jednym dziale). Od kosztorysu tego odróżnia autor kosztorys roboczy przedsiębiorcy budowlanego sporządzony dla celów kontroli kosztów wykonania.

Bardzo trafną jest definicja wartości technicznej budynku. Jest nią zbiór wszystkich przeciętnie w danym okresie niezbędnych kosztów, które właściciel ponieść musi, by dom doprowadzić do stanu używalności.

Autor na końcu stawia szereg wniosków co do zorganizowania akcji zbiorowego badania kosztów budowy małych mieszkań.

Wreszcie całość uzupełniają 4 załączniki: instrukcja co do zakresu prac architektki, klasyfikacja kont roboczych przedsiębiorstwa, procentowe rozbieżności wartości budynków i schemat racjonalnego sprawozdania z wykonania całości budowy.

**Inż. Dr Zygfryd Kragen — Technologia cementu glinowego**  
— Warszawa 1937 — str. 26, rys. 29.

Praca ta, która ukazuje się w 3-cim uzupełnionym wydaniu, jest zwięzłym a zarazem wyczerpującym podręcz-

nikiem o produkcji, własnościach i warunkach stosowania cementu glinowego. Dużą zasługą autora jest, iż starał się zachować potrzebną bezstronność naukową w traktowaniu przedmiotu, nie ukrywając wad i niebezpieczeństw.

Z tego też powodu jest to naprawę niezbędną i bardzo pożyteczny podręcznik dla tych, którzy spotykają się w praktyce z wypadkami potrzeby stosowania cementu glinowego.

**Kalendarz Chemiczny** — wyd. Związku Inżynierów Chemików R. P. — Warszawa 1937.

W polskiej fachowej literaturze chemicznej brak było dotychczas podręcznego zbioru najczęściej potrzebnych inżynierowi chemikowi wiadomości z chemii teoretycznej i technicznej. „Kalendarz Chemiczny” jest właśnie tą podręczną książką. Zawiera on: 1) dane o polskich organizacjach chemicznych, 2) szereg tablic i wzorów najpotrzebniejszych w laboratorium i fabryce, 3) podstawowe prawa fizykochemiczne, 4) wzory, nazwy i własności około 900 związków nieorganicznych i organicznych, 5) dział analityczny z szeregiem tablic pomocniczych, 6) dział przemysłowo - prawny, zawierający spis rozporządzeń dotyczących przemysłu chemicznego, 7) opisy techniczne ważniejszych materiałów, używanych do budowy aparatów i urządzeń przemysłu chemicznego.

Poza tym Kalendarz zawiera spis czasopism chemicznych polskich i obcych, drobne informacje oraz szereg ogłoszeń firm przemysłu chemicznego.

Kalendarz Chemiczny może oddać cenne usługi inżynierowi chemikowi, pracującemu w nauce, przemyśle lub handlu.

Kalendarz w cenie zł. 3.50 jest do nabycia w Związku Inżynierów Chemików R. P., Warszawa, ul. Krucza 14, tel. 7-27-06 oraz w księgarniach: Trzaska Evert i Michalski, Gebethner i Wolff oraz Księgarnia Techniczna.

## BETON.

### PRZEWÓZ BETONU.

Przy przygotowaniu betonu w specjalnej wytwórni i przewożeniu go na budowę, znajdującą się nieraz w większej odległości, zachodzi obawa, czy mieszanina przez wstrząsy po drodze nie straci swej jednorodności. Kwestię tę badano w Moskwie przy przewozie na odległość 3 km. samochodami ciężarowymi częściowo po drodze gruntowej. Wprawdzie próbki, pobrane po podróży z samego wierzchu samochodu wykazały mniejszą wytrzymałość (ok. 5 — 15%), jednak średnia próbka, pobrana z samej budowy zaraz po ułożeniu dała wytrzymałość 28 dniową większą o 5% od próbki, wziętej wprost na wyjściu z betoniarki, czyli przewóz nie zmniejsza wartości betonu.

*Stroitel'naja promyslnennost' No. z 1937 r. str. 28.*

T. K.

### ELEKTRYCZNE OGRZEWANIE BETONU PODCZAS MROZU.

W Szwajcarii, gdzie prąd elektryczny jest tani, ogrzewano beton przy wykonywaniu prac podczas mrozów, zapo-  
mocą elektryczności. Prąd doprowadzano albo do powierzchni przez płytki, albo do wnętrza przez pręty, o śred-

nicy 8 — 12 mm., długości 50 — 60 cm., umieszczone w odstępach 25 cm. Jako przykład podamy, że na jednej budowie zużyto na podniesienie temp. o 20° w ciągu 10 godzin — 2,5 KWh/m<sup>3</sup> betonu.

*Bautechnik Nr. 6 z 5.2. 1937. Str. 75.*

T. K.

### ODKSZTAŁCENIA I OGRZANIE BETONU PRZEGRODY.

(Proceedings of the American Society of Civil Engineers 5 1936).

Przy budowie przegrody doliny na rzece Lewis River (stan Washington USA) zainstalowano w betonie szereg urządzeń, aby zbadać wzrost temperatury i odkształcenia w czasie wiązania betonu i wzrostu obciążenia. Przegroda ta o wysokości 95 m i długości korony 222 m ma w rzucie kształt kołowy w promieniu 119 m — zawiera 150 tys. m<sup>3</sup> betonu. Obliczenie przeprowadzono na podstawie metody kolejnych przybliżeń w ten sposób, by odkształcenie było to samo niezależnie od tego czy uważa się sklepienie za złożone z elementów utwierdzonych u dołu, czy też poziomych sklepień elementarnych. 289 termometrów oporowych zainstalowano w betonie — po ukończeniu budowy okazało się, że 34 przestało funkcjonować. Temperatura w żadnym wypadku nie przekroczyła 61,9° — wahała się śred-

nie między 23° a 28°. Wskazane jest dozowanie cementu tylko w granicach najkonieczniejszych. Wodę chłodzącą prowadzono nie w rurach metalowych, a tylko w cienkościennych rurach gumowych, wyciąganych w miarę postępu robót.

inż. M. L.

### PRASOWANE WYROBY BETONOWE.

Począwszy od 1936 r. zaczęto w Rosji wytwarzać bloki betonowe prasowane o wymiarach od  $50 \times 50 \times 40$  cm do  $150 \times 50 \times 40$  i inn. o składzie cement: popiół: szlaka jak 1 : 2 : 6 i cięż. wł. 0,97 — 1,3 t/m<sup>3</sup> przy 160 kg. cementu/m<sup>3</sup>. Czas prasowania 3 minuty, obciążenie 1500 t. Wytrzymałość po 1 dniu 30 kg/cm<sup>2</sup>, po 28 dniach — 102 kg/cm<sup>2</sup>. Dla otrzymania ładnej powierzchni dno formy wysypano proszkiem marmurowym lub granitowym. Ściany, budowane z tych bloków, były dwukrotnie tańsze od zwykłych ceglanych, między innymi z powodu odpadnięcia potrzeby dania wyprawy wewnętrznej i zewnętrznej.

Dzięki zlemu przewodnictwu cieplnemu można było dać grubość 40 cm. (przy cegle 52 cm.) Podobnie rozpoczęto fabrykację płytek licowych, prasując pod ciśnieniem dla betonu zimnego 250 kg/cm<sup>2</sup>, dla ciepłego 100 kg/cm<sup>2</sup>, czas prasowania 0,5 minuty, czas ogrzewania 2 godz. pod ciśnieniem 8 atm. Płytki wykazały nasiąkalność 5,2%. Dla powiększenia wytrzymałości dodawano chlorku wapnia.

*Stroitel'naja promyslelnost' Nr. 1 z 1937. Str. 27.*

T. K.

## STAL.

### ROZWÓJ KONSTRUKCJI STALOWEJ.

L'Ossature Metalique X/1036 podaje za lizbońskim pismem Revista da Associaçao dos Engenheiros Civis Portugueses, streszczenie referatu inż. Ruequoi, dyrektora belgijskiego syndykatu stalowego, o obecnych tendencjach w konstrukcji inżynierskiej stalowej, które można ująć w trzech punktach:

1. postęp w obliczeniach statycznych i stosowanie ustrojów hyperstatycznych,
2. spawanie
3. stosowanie stali wysokowartościowych.

1. Do niedawna stosowano powszechnie jedynie ustroje statycznie wyznaczalne, wyjątkiem z tej reguły były jedynie luki bezprzegubowe i dwuprzegubowe. Konstruktorom chodziło o to, by mieć do czynienia jedynie z ustrojami o dokładnie znanych siłach wewnętrznych i jasnym układzie pracy materiału. Amerykanie szli nawet tak daleko, że w ustrojach kratowych wykonywali węzły rzeczywiście przegubowe dla uzgodnienia rzeczywistości z obliczeniem statycznym. W miarę jednak rozwoju teorii ustroju statycznie wyznaczalnych konstruktorzy przechodzą do stosowania w coraz szerszym zakresie tych ustrojów, które w porównaniu z ustrojami statycznymi wykazują wiele zalet; przez stosowanie elementów ciągłych i węzłów sztywnych osiąga się bowiem lepsze wykorzystanie materiału, wskutek pominięcia przegubów konstrukcja się upraszcza, sztywność ustroju jest znacznie wyższa i razem z nią rośnie również i pewność.

2. Spawanie elektryczne ułatwia w znacznym stopniu wykonanie połączeń sztywnych w porównaniu z nitowa-

niem. W tym kierunku szczególnie zasłużeni są badacze belgijscy (Dustin); pierwsze wykonane objekty o znaczeniu przełomowym to most spawany w Polsce i mosty belgijskie Vierendeela. Spawanie wzmacnia elementy łączące, zamiast je osłabiać przez nawiercanie otworów, co ma miejsce przy nitowaniu.

3. Stal wysokowartościowa prowadzi do zmniejszenia ciężaru martwego, co ma decydujące znaczenie zwłaszcza w obiektach o wielkich rozpiętościach. Stosuje się obecnie stal o wytrzymałości 52 do 54 kg/mm<sup>2</sup> i o granicy elastyczności 35 do 36 kg/mm<sup>2</sup>, a odkształceniu do 20%. Stale te dają teoretyczną oszczędność na ciężarze 30%. Tu należy wymienić most wiszący w Nowym Jorku o rozpiętości 1067 m — kable jego posiadają wytrzymałość 168 kg/mm<sup>2</sup>, a pomost zbudowany jest w połowie ze stali wysokowartościowej krzemowej St48, podobnie i pilony. Most Kill van Kull obok Nowego Jorku, z rozpiętością 503,90 m największy most łukowy świata zbudowany jest ze stali niklowo-krzemowej. Most Bichenough w Rodezji o rozpiętości 330 m zbudowany jest ze stali Chromador chromoniklomanganowej o wytrzymałości 65 kg/mm<sup>2</sup> i granicy elastyczności 36 kg/mm<sup>2</sup>.

inż. M. L.

### DOPUSZCZALNE NAPRĘŻENIA STALI.

Z dn. 16 lutego r. b. podniesiono w Niemczech dopuszczalne naprężenia dla zwykłej stali budowlanej do 1600 kg/cm<sup>2</sup> przy uwzględnieniu obciążeń głównych i dodatkowych, a w pewnych wypadkach i przy uwzględnieniu tylko obciążeń głównych. Stosownie do tego podniesiono i inne naprężenia na rozciąganie, ściskanie, ścinanie, ciśnienie na ściankę dziury w nitach, śrubach i t. d. Jednocześnie zmieniono częściowo i przepisy, dotyczące żelbetu, podwyższając naprężenia dopuszczalne dla stali do 1400 kg/cm<sup>2</sup> (z wyjątkiem płyt o grub. poniżej 7 cm), o ile wytrzymałość kostkowa betonu po 28 dniach przewyższy 160 kg/cm<sup>2</sup>. Dla stali wysokowartościowych dopuszczono 1800 kg/cm<sup>2</sup> przy wytrzymałości betonu w tych samych warunkach ponad 225 kg/cm<sup>2</sup>.

*Bauwelt No. 9 z 4. 3. 1937. str. 206. Das Baugewerbe No. 9. z 4. 3. 1937. str. 145, 149.*

T. K.

### SKLEPIENIA CEGLANO - ŻELAZNE.

Kilkakrotnie wspominaliśmy w tym dziale o konstrukcjach ceglano-żelaznych. Inż. Benöhr przeprowadza ciekawe obliczenie porównawcze dla belki nad otworem żelaznej, żelbetowej i ceglano-żelaznej. Wprawdzie belka żelazna jest najłatwiejsza do założenia, ale zato pociąga za sobą duże zużycie żelaza na kształtowniki, śruby, podkładki i siatkę pod tynk. Żelbetowa znowu opóźnia i wstrzymuje robotę murarską, tak, że najtańszą i stosunkowo mało kłopotliwą będzie ceglano - żelazna. Dla M = 765 kgm wystarczą sklepienie wys. 25 cm. grubości 25 cm. (3 cegły na rąb) z 2 pretami o średn. 16, dla M = 1830 kgm. wys. 25 cm, grubości 51 cm, żelazo 3 × średn. 18 i 3 × średn. 14. Zaprawa cementowa 1 : 4. Dla danego otworu autor zestawia koszty budowy, które wynoszą odpowiednio 6,10 mk, 4,40 mk, 3,80 mk.

*Bauwelt No. 8. z 25.2.1937 str. 165.*

T. K.

## FUNDAMENTY.

### WZMOCNIENIE FUNDAMENTÓW KOŚCIOŁA DE LA TRINITÉ W NOWYM JORKU.

Po wybudowaniu w roku 1904 kolei podziemnej pod Broadway fundamenty starego kościoła de la Trinité w Nowym Yorku zaczęły się obsuwać, a wieża nieco pochyłać. Jak się okazało nacisk na grunt dochodził miejscami do 6,5 kg/cm<sup>2</sup> (piasek). Postanowiono wzmocnić fundamenty kościoła przez oparcie ich na 17 palach 20 metrowej wysokości ustawionych na skale. Aby móc wykonać roboty palowe należało najpierw podeprzeć ściany wieży, co uskuteczono przy pomocy belek żelaznych wspartych w środku na palu wewnętrznym, a z zewnątrz wieży na 4 dźwigach 35 tonnowych z każdej strony. Pale składały się z segmentów stalowych o średnicy 1,067 m nakładanych od góry w miarę postępu prac. Od poziomu wody gruntowej roboty były wykonane przy pomocy sprężonego powietrza. Każdy pal miał nośność 950 tonn.

„*Mossature metalique*“ Nr. 1, 1937 r.

„*Civil Engineering New York* Nr. 4, 1936 r.“

## DROGI.

### SPECJALNY NUMER DROGOWY ENGINEERING NEWS RECORD 7 LUTY 1937 R.

Sprawa drogowa nabrała obecnie tak dużego znaczenia dla państwa, że czynniki urzędowe U.S.A. ze specjalną starannością zorganizowały budowę i konserwację dróg. Budowa dobrej drogi wymaga obecnie poważnych studiów terenu, fundowania, oraz materiałów nawierzchniowych. Numer specjalny zawiera następujące artykuły: 1. utrzymanie dróg, 2. doświadczenie przy fundamentowaniu dróg, 3. cicha nawierzchnia jako problem, 4. potrzeba skoordynowania badań drogowych, 5. postęp w projektowaniu trasy i profili, 6. co wiemy o naprężeniach?

### LABORATORIUM DO BADANIA BETONU NA NAWIERZCHNIE DROGOWE W U. S. A.

Celem ulepszenia betonu na nawierzchnie drogowe władze państwowe w U. S. A. zbudowały szereg laboratoriów do badania wpływu temperatury i dużych obciążeń na beton nawierzchni drogowych. Artykuł zawiera opis laboratorium szosowego stanu Illinow zbudowanego w 1935 r. i daje pojęcie o rozmiarach prac laboratoryjnych w U. S. A. dotyczących nawierzchni drogowych, oraz znaczenia tych prób.

*Engineering News - Record*, december 24, 1936 r.

## WPLYWY ZEWNĘTRZNE.

### WPLYW KWASU SOLNEGO NA FASADĘ CEGLANĄ.

„Zemet” z 18. VI. podaje za „Danmarks Naturvidenskabelige Semfund” 1935, że przy rozbiórce jednego z budynków weterynaryjnych w Kopenhadze stwierdzono ciekawe zjawisko: mianowicie fasada tego budynku wykonana w surowej cegle żółtej, uległa znacznemu zniszczeniu wskutek zmywania jej kwasem solnym. Fasada licowana była cegłą na zaprawie półcementowej. Przy zmywaniu kwasem solnym powstał we fugach CaCl<sub>2</sub>, który łącznie z nadmiarem HCL przeniknął w głąb i wykryształizował, powodując wytłoczenie zaprawy z fug i łuszczenie się cegły. Przy-

czyną tego niepożądanego zjawiska była wysoka zawartość (14,4%) CaO w cegle i w zaprawie. Stwierdzono, że szkodliwe działanie kwasu rośnie w miarę suchości fasady, a w szczególności wtedy, jeżeli mury są dwustronnie przewietrzane, zawierają próżnie i stają się przez to bardziej chłonne. Wskazane jest zatem silne zwilżenie fasad w surowej cegle przed ich zmywaniem kwasem solnym — w wypadkach znacznej zawartości CaO należy w ogóle zaniechać tego środka.

M. L.

### ZAWILGOCENIE WNĘTRZ.

Zawilgocenie wewnętrznej ściany podczas deszczu nie jest spowodowane bezpośrednio przenikaniem wody deszczowej, lecz powstaje wskutek zwiększenia się przewodnictwa cieplnego muru, gdyż każde ciało mokre jest lepszym przewodnikiem ciepła (woda ma 25 razy większą przewodność w porównaniu z powietrzem w porach). Wskutek tego ściana ochładza się od wewnątrz poniżej punktu rosy, powodując skraplanie się pary wodnej zawartej w powietrzu wewnętrznym. O zjawisku utraty własności izolacyjnych wszelkich materiałów pod wpływem wilgoci należy pamiętać przy przyjmowaniu odpowiednich współczynników przewodności z tablic laboratoryjnych.

*Bauwelt* Nr. 1 z 7.1. 1937. Str. 6.

T. K.

### OTULINY RUROCIĄGÓW Z LEKKIEGO BETONU.

W Kopenhadze po uruchomieniu nowej elektrowni centralnej wykorzystano obecnie nieczynne dzielnicowe elektrownie jako stacje centralnego ogrzewania parowego i wodnego (te ostatnie przy małych odległościach). Ciekawie rozwiązano problem izolacji cieplnej rurociągów, używając do tego celu lekkiego betonu formowanego na miejscu. Każdy odcinek po wypróbowaniu owijano papierem falistym, poczym zalewano betonem cały kanał, w którym rurociąg był umieszczony. Po nagraniu się przewodu następowało częściowe spalanie się papieru, przez co tworzyła się szczelina, umożliwiającą ruchy rurociągu, nieszkodliwa już dla całości otuliny. Dodać musimy, że ten sam sposób postępowania z dobrym wynikiem zastosowano w r. z. u nas z tą różnicą, że dla oszczędzenia materiału rurociąg otaczano przed zalaniem przenośną formą blaszaną.

*La Technique des travaux* Nr. 1 z 1937. Str. 35.

T. K.

## NOWOŚCI BUDOWLANE.

### DACHÓWKA NA WACIE SZKLANEJ.

Układanie dachówki na wacie szklanej w porównaniu z zwykłym na zaprawie, daje nam następujące korzyści: 1. odpada zanieczyszczenie zaprawą gotowego dachu, 2. łatwość naprawy, gdyż remont w jednym miejscu nie powoduje wykruszania się zaprawy w drugim, 3. wata szklana w przeciwieństwie do zaprawy nie nadgryza blachy cynkowej, 4. lepsza izolacja cieplna i dźwiękowa. Wate szklaną stosujemy w paskach lub w odpowiednio do kształtu dachówki pociętych kawałkach. Dla warunków niemieckich przy dachówce holenderskiej koszt na m<sup>2</sup> dachu wynosi dla zwykłego sposobu 3,07 mk., dla omawianego 3,17 mk.

*Der Baumeister* No. 3 z 1937, str. 48.

T. K.



## NOWOŚCI BUDOWLANE W NIEMCZECH.

Na rynku niemieckim ukazało się ostatnio kilka nowych wyrobów, a mianowicie:

Piece stałopalne na drzewo o powierzchni ogrzewalnej 1,3 m<sup>2</sup> i 1,6 m<sup>2</sup>, mogące ogrzać odpowiednio 70 i 100 m<sup>3</sup> pomieszczenia. W piecach tych można spalać też i torf. Jedno napalenie wystarczy dla podtrzymania 20 godzinnego palenia.

Piec kąpielowy ścienny też na drzewo i torf dając możliwość przy zużyciu 2 — 2,5 kg. drzewa przygotowania kąpeli 150 litrowej w 16 — 18 minut. Piec zaopatrzone jest w regulator, wypuszczający wodę, tylko o ile ma ona temperaturę 60° — 70°.

Krzesła dla zebrań, posiadające pod siedzeniem półkę dla umieszczenia kapelusza. Między innymi urządzenie to byłoby bardzo odpowiednie w kinach i t. p. salach, gdzie nie ma szatni. Przenośne ciepłarnie, które mają umożliwić doprowadzenie do roślin w pewnych odstępach czasu normalnego świeżego powietrza zewnętrznego, co jest często wskazane, gdyż stałe utrzymanie powietrza „cieplarnego” nie zawsze jest dla roślin korzystne. Budynek ciepłarni składa się z poszczególnych części, dających się wsuwać jedna w drugą zapomocą napędu ręcznego lub elektrycznego.

*Bauwelt Nr. 8 z 28. 2. 37 r. str. 169.*

T. K.

## WĘLNA WAPIENNA.

Przy wypalaniu pewnych skał w wysokiej temperaturze i podaniu ich następnie specjalnemu traktowaniu otrzymujemy miękki włóknisty materiał: wełnę wapienną. Produkt ten o białej barwie jest podobno b. dobrym izolatorem cieplnym.

*Annales de l'Institut du Bâtiment et des Tr. P. No. 6 z 1936. str. 100.*

T. K.

## „NOVADOM”.

W dn. 3 lutego r. b. prof. Kristen z Państw. Urzędu Badań Materiałów w Berlinie ogłosił wynik badań nad nową metodą budowy „Novadom”, o której pisaliśmy. Okazuje się, że mur, tak wykonany, przepuszcza w spoinach wodę deszczową, że słup o wysokości 3 m. pod obciążeniem 5 kg/cm<sup>2</sup> osiadał na 27 cm., podczas gdy zwykły mur na zaprawie wapiennej tylko 2 cm. Jedynie próba palności wypadła dodatnio.

*Bauwelt Nr. 6 z 11.2. 1937. Str. 115.*

T. K.

## INSTALACJE.

## MALOWANIE GRZEJNIKÓW

Ilość ciepła, wypromieniowanego przez dane ciało nie zależy od jego barwy, lecz związana jest z rodzajem materiału. Czarna papa, biała porcelana, chropowaty mur ceglany, gładki papier wypromieniowują około 93% otrzymanych promieni ciepłych, metale nie żelazne zaś daleko mniej, n. p. farba aluminiowa tylko 40%. Stąd wniosek, że nie należy tą ostatnią malować grzejników. Jeszcze mniej wypromieniowuje blacha glinowa, miedziana, mosię-

żna (6%). Ciała, które mało promieniają, b. dobrze odbijają promienie ciepłe. Dlatego też wskazane jest malowanie farbą aluminiową powierzchni chłodnic, lodowni i t. p. przedmiotów, które chcemy uchronić od pobierania ciepła z otoczenia.

*Bauwelt Nr. 6 z 11.2. 1937. Str. 118.*

T. K.

## PIORUNOCHRONY.

Jak wykazały badania prof. Schwaigera w Niemczech, piorunochrony nie dają tak dużej powierzchni zabezpieczonej, jak to dotąd mniemano. Dotychczas bowiem przypuszczano, że piorunochron tworzy stożek bezpieczeństwa o boku nachylnym pod kątem 45° do poziomu, tymczasem w przekroju zamiast trójkąta mamy figurę ograniczoną krzywymi wklęsłymi, co daje daleko mniejszą objętość. Np. jeden piorunochron ustawiony na kalenicy nie daje ochrony nawet dla całego węższego boku budowli. Poza tym poważne niebezpieczeństwo stanowią, wszelkie umieszczone na poddaszu przedmioty dobrze uziemione, jak np. zbiorniki wodne, połączone z siecią wodociągową. Piorun, aby dojść do tego dobrego uziemienia, musi przebić najpierw dach. Najbardziej narażone na uderzenia pioruna są miejscowości o wysokim poziomie wody gruntowej. Na wsi dość skuteczną ochroną będzie sadzenie drzew o korzeniach sięgających aż do warstw wodonośnych (np. sosna, jesion, topola) od strony, skąd zwykle burze nadciągają. Między drzewa można zawiesić oprócz tego druty, krzyżujące się nad budynkiem.

*Der Baumeister No. 3 z 1937 r. str. 50.*

T. K.

## KOMORA ZŁĄCZOWA.

Związek Niemieckich Inżynierów VDI opracował normę komory na złącza instalacyjne umieszczonej w piwnicach budynku mieszkaniowego. Komora ta, przy ścianie frontowej, o wymiarach w rzucie 1,2 × 2,0 m, posiada okno i dostęp z piwnicy. Na ścianie bocznej umieszczone jest złącze gazowe i wodociągowe, na przeciwległej elektryczne. W środku podłogi lub po stronie złącza elektrycznego znajduje się szyb kontrolny kanalizacji. Przeprowadzenie połączeń przez mur frontowy odbywa się przy pomocy rur ochronnych.

(Zentralblatt der Bauverwaltung 3/37).

inż. M. L.

## OGRZEWANIE ELEKTRYCZNE.

W Szwajcarii w niektórych zakładach przemysłowych, mających z pewnych względów nadmiar energii elektrycznej, zużyto ją do ogrzewania kotłów wodnych centralnego ogrzewania. System ten ma swoje duże zalety, jako to niskie koszty zakładowe, pewność ruchu, łatwość rozruchu, obsługi, czystość i t. d. Stosuje się ogrzewanie opornikowe jak w zwykłych grzejnikach i elektrodowe, w którym prąd przepływa między dwiema elektrodami przez wodę. W tym ostatnim wypadku ważną jest regulacja zawartości soli w wodzie, która poważnie wpływa na przepływ prądu. Tak np. czyste skropliny wykazują opór właściwy 100000 om, gdy woda surowa przy 20° tylko 1000 — 6000 om. Moc czynnych w Szwajcarii instalacji tego rodzaju wynosi 170000 KW.

*Schweizerische Bauzeitung Nr. 2 z 9.1. 1937. Str. 21.*

T. K.

## DŹWIGI W DRAPACZU NIEBA.

W 67-piętrowym Cities Service Building (225) w Nowym Jorku znajduje się 26 wind, z których najszybsze osiągają 5,0 m/sek przy obciążeniu dopuszczalnym 2000 kg i wymiarach kabin  $2,20 \times 2,00$  m. Niektóre windy dla zwiększenia pojemności składają się z dwóch kondygnacji, z których górna obsługuje piętra parzyste, a dolna nieparzyste. Oprócz omawianych wind są jeszcze schody ruchome, bardzo w Ameryce rozpowszechnione, gdyż mają one duże zalety. Mogą one mianowicie przewieźć w krótkim okresie czasu duże ilości osób co ma znaczenie przy opróżnianiu przez tłum ludzi biur po zakończeniu pracy i t. d. Przy szerokości 1,20 m. wydajność ich wynosi do 13000 pasażerów na godzinę. Zużywa się przy tym mniej prądu, gdyż odpadają straty na rozruch i hamowanie (ruch ciągły), nie wymagają te schody obsługi i wreszcie na wypadek zepsucia mogą służyć jako zwykłe schody.

*Annales de l'Institut du Bat. et des Tr. Publ. No 6 z 1936 str. 1.*

T. K.

## ARCHITEKTURA.

### NOWY GMACH RADIA W BRUKSELLI.

Świeżo ukończono w Brukselli nowy 5-piętrowy budynek dla Radia Belgijskiego o pow. 4200 m<sup>2</sup>. W budynku tym najważniejszą jest część t. zw. „cicha“, obejmująca liczne studia główne i pomocnicze. Największe z nich o pow. 1000 m<sup>2</sup> przy wysok 15 m. ma kształt trapezu, jako najkorzystniejszy pod względem akustycznym. Szkielet budowlany żelbetowy, ufundowany na palach. Najwięcej uwagi poświęcono sprawie izolacji dźwiękowej części cichej. W tym celu musiano zastosować specjalne szwy pionowe i poziome w szkielecie, wypełnione uszczelnieniem przeciwdrganowym z płyt o grub. 5 mm z konopi, nasyconych asfaltem. Dla zmniejszenia obciążenia tych płyt do 25 kg/cm<sup>2</sup> przy przerwach poziomych dawano odpowiednie poszerzenie kolumn żelbetowych. Płaszczyzny mniej obciążone, np. pionowe pokrywano płytami 12 mm. z pięciu warstw: file asfalt, asfalt, korek 8 mm, asfalt i file asf. Stropy studio są wykonane z betonu lekkiego zbrojonego.

*La Technique des Travaux z lutego 1937, str. 65.*

T. K.

### PAWILON KLUBU LOTNICZEGO „ROLAND - CANOS” W BUE.

„L'ossature metalique“ N 1 z 1937 r. zamieszcza artykuł arch. Beaudonin i Lods p. t.: „Le pavillon du club d'aviation Roland - Garros à Bue“, który ze względu na specjalny charakter obiektu musi zainteresować konstruktorów. Projektujący mieli w założeniu podane, że budynek, ze względu na nieustalone definitywnie miejsce, ma być przenośny. Ten wzgląd wpłynął na zastosowanie połączeń na śruby, przy czym montaż i demontaż okazał się bardzo szybki (szkielet i dach wykonane zostały w 20 dni). Całość budynku wykonana została z blach stalowych, przy czym części nośne z blach fasonowych. Połączenia umożliwiające zostały przy pomocy specjalnych otworów pozwala-



jących na dostanie się do lbów śrub. Ściany wykonane były z blach podwójnych dla izolacji cieplnej i akustycznej. Słupy i belki wykorzystano jako przewody instalacyjne oraz przewody do przeprowadzenia powietrza do ogrzewania oraz wentylacji. Do ogrzewania sal zastosowano specjalne przewody promieniujące na sufitach. Budynek zawiera salę główną — restauracyjną i bar od strony lotniska, oddzielone całkowicie od kuchni, ubikacji, stróżówki itd. mieszczących się po stronie przeciwnej. Sala restauracyjna i klubowa o wymiarach wys. 4,5 m i dług. 27 m ma całą frontową ścianę oszkloną, co umożliwia swobodne obserwowanie ewolucyj samolotów nad lotniskiem. Rzwiązanie konstrukcji przy pomocy blach fasonowych dało duże możliwości instalacyjne i elektryczne.

### BIBLIOTEKA UNIwersYTETU BROTHERTHON W LEEDS (ANGLIA).

W numerze 14 „La Construction moderne“ inżynier G. Balbachevsky opisuje pod tytułem: „La bibliothéque universitaire Brotherthon de Leeds (Angleterre)“, ostatnio zbudowano bibliotekę w Leeds, a interesującą ze względu na swe rozmiary. Jest to rotunda o średnicy 48 m. Składa się ona z suterenu, parteru i pierwszego piętra. Środek zajmuje sala główna wsparta na 20 marmurowych kolumnach. Wkoło sali głównej rozmieszczone są małe sale zapewniające spokój czytelnikom. Konstrukcja gmachu jest stalowa. Architektura gmachu w stylu typowo angielskim.



## BUDOWA MUZEUM SZTUKI NOWOCZESNEJ W PARYŻU.

„La construction moderne“ w numerze 11 z 1937 r. zamieszcza ciekawy artykuł arch. Jean Faviér p. t.: „Les musées d'art moderne“, opisujący będący w budowie gmach sztuki nowoczesnej na wystawie paryską sztuki i techniki 1937 r. Budowa ta wymaga, jak zresztą na każdą wystawę, wielkiego pośpiechu i dobrej organizacji, ze względu na bliski termin otwarcia wystawy. Pod fundamenty zabito 25 km pali, przy czym wylew Sekwany w tym czasie ogromnie utrudnił roboty. Szkielet budynku wykonany z żelbetu został specjalnie starannie opracowany. Wysokości pięter są od 4,5 m do 8 m, rozmiary sal dochodzą do 16 metrów szerokości. Obciążenie stropów przyjęto 600 do 1000 kg/m<sup>2</sup>. Wypełnienie szkieletu cegłą dziurawką. Fasady pokryto okładziną różnego rodzaju kamieni dekoracyjnych.

## BUDOWA MIAST NA WYSTAWIE PARYSKIEJ.

Jak donosi czasopismo niemieckie Bauwelt (Nr. 7 z 18. 2. 37 r. str. 156) projekt utworzenia na Wystawie Paryskiej działu poświęconego budowie miast, został zamknięty. Według informacji tegoż pisma w pracach tych mieli wziąć udział niemieccy fachowcy budowlani, obecnie mieszkający poza granicami Rzeszy.

T. K.

## BUDOWLE INŻYNIERSKIE.

### BASENY PLYWACKIE.

W numerze 16 z 1937 r. „La construction moderne“ zamieszcza artykuł inż. Ch. Ed. Sée p. t. „Bassin de natation“, w którym znajdujemy omówienie celów, założeń i typów basenów pływackich.

Można budować, albo baseny odkryte, służące jednak zaledwie kilka miesięcy w roku, albo kryte, ocieplane, używane cały rok, niemniej droższe i mało napowietrzane i nasłonecznione w miesiącach letnich. Najlepszym rozwiązaniem byłoby ich połączenie. Basen ogólny winien być zasadniczo oddzielony od sportowego i mieć wydzieloną część dla dzieci. Ważne jest zagadnienie filtrowania i odkażania wody. Na zakończenie podane są rysunki i fotografie olbrzymiego ośrodka pływackiego w Tuluzie.

Zawiera on trzy baseny:

1. basen dla dzieci o powierzchni 1000 m<sup>2</sup> i głębokości 40 cm.

2. basen ogólny o powierzchni 9.000 m<sup>2</sup> (180×50) o głębokości od 1 m do 1,70 m

3. basen sportowy z trybunami i skocznią o powierzchni 50×16 m i głębokości 3 do 4 m.

Obok basenów postawiony został budynek o wymiarach 180×30 m zawierający basen zimowy, sale gimnastyczne, restauracje, tusze i t. d.

## PORT LOTNICZY W POBLIŻU FRANKFURTU.

(Zentralblatt der Bauverwaltung 35/1936).

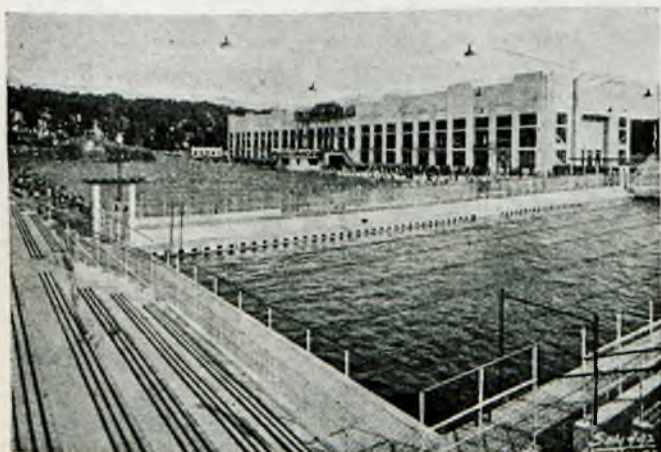
Ponieważ port lotniczy dla statków powietrznych okazuje się niewystarczający, a zwiększenie jego jest niemożliwe gdyż z trzech stron przylega do torów kolejowych, zaprojektowano budowę nowego lotniska na skrzyżowaniu dwu autostrad państwowych, a to t. zw. Nord-südlinie (Hamburg — Kassel — Frankfurt — Karlsruhe — München) i Ostwestlinie (Passau — Nürnberg — Frankfurt — Köln).

Nowe lotnisko obejmuje teren dla samolotów o powierzchni 206 ha w części północnej, teren dla statków powietrznych o powierzchni 78 ha w części południowej. Środkowe pole o wymiarach 1000 × 1160 m to pole startowe (Rollfeld) — dokoła niego wolny jest jeszcze od zabudowań pas szerokości 200 do 250 m (Anschwebegelände) — boje ostrzegawcze w odstępach 150 m na słupach żelaznych oraz rury neonowe umieszczone w poziomie terenu dokoła pola startowego wyraźnie odznaczają lotnisko w porze nocnej.

Na uwagę zasługuje hangar dla statków powietrznych dostosowany do wymiarów ostatnio wykonanych Zeppelinów; jego długość osiowa wynosi 275 m, wysokość 51 m, a szerokość w 0,6 wysokości — 52 m. Wieżary hangaru są trójprzegubowe w odstępach 12 m, a przeguby węzłowiowe są umieszczone na kozłach kratowych we wysokości 10 m nad terenem. Konstrukcję wykonano przy pomocy przesuwowych rusztowań stalowych o wysokości 69 m. Tygodniowo ustawiano 2 do 3 wieżary. Waga szkieletu stalowego wynosi 2800 ton, przy czym główne elementy nośne są ze stali St. 52, a drugorzędne ze stali St. 37. Posadzka hangaru składa się z podkładu betonowego o grubości 9 cm krytego płytkami bazaltowymi grubości 3 cm. Pomiędzy betonem a ziemią ułożono, podobnie jak w autostradach, warstwę grubego papieru naoliwionego. Oświetlenie hangaru dostarczają 44 żarówki po 1000 W.

Przed przybyciem statku powietrznego ustawia się w odległości 277 m od hangaru maszt kotwiczny, umieszczony na obracalnym i ruchomym podwoziu. Po umocowaniu statku do masztu i podwozia wjeżdża on razem z nimi do hangaru. Po każdym pięciodniowym kursie wymaga statek powietrzny dopełnienia wodoru w ilości 30000 m<sup>3</sup> — a zatem dla produkcji 180000 m<sup>3</sup> wodoru miesięcznie konieczna byłaby budowa wytwórni dostarczającej 400 m<sup>3</sup> godz. przy 15 godzinnym dniu roboczym. Zamiast tej budowy IG Farben przeprowadziły ze swej wytwórni we Frankfurcie przewód do lotniska, który przeprowadza żadaną ilość gazu. Dla rezerwy zbudowano również zbiornik o pojemności 60000 m<sup>3</sup>, a to w postaci butli o średnicy 540 mm, grubości ścian 26 mm, długości 5375 mm i objętości 1150 litrów, które to butle w ilości 348 służą dla magazynowania wodoru. Podczas gdy LZ129 napełniany jest wodorem, drugi statek LZ127 napełniany jest propanem. Dostawa propanu do lotniska odbywa się przy pomocy tanków samochodowych.

Na lotnisku znajdują się również dwa zbiorniki 30000



litrowe dla paliwa, zbiornik o pojemności 1500 l dla smarów. Wodę czerpie się ze studni o głębokości 23 m, prąd dostarcza elektrownia frankfurcka.

Lotnisko położone u skrzyżowania autostrad państwowych ma niewątpliwie obok swych zadań komunikacyjnych również pierwszorzędne znaczenie strategiczne.

Inż. M. L.

#### SILOS ZBOŻOWY O POJEMNOŚCI 60000 TON.

(Le Genie Civil 21. listopada 1936).

W Liwerpolu jest obecnie w budowie silos zbożowy o wymiarach w rzucie  $22 \times 130$  m i o wysokości 50 metrów — wieża, zawierająca urządzenia maszynowe wznosi się w środku zabudowań na wysokości 70 m. Silos zawiera 282 przegród o wysokości 35 m. Zboże wyladowują ze statków dwa aparaty ssące o wydajności po 300 t/godz. Do zbiorników rozprawdzają zboże dwa transportery o tej samej wydajności. Silos posiada konstrukcję całkowicie żelbetową, przy czym przy betonowaniu używa się szalowań ślizgowych.

inż. M. L.

#### DWA MOSTY ŻELBETOWE NA EUFRACIE.

(La Technique des Travaux IX/36).

Niedawno otwarto w Turcji dwie nowe linie kolejowe, a mianowicie łączącą stolicę z Morzem Czarnym linię Angora - Filios o długości 430 km i południowo - wschodnią linię Fevzi Pasza - Diyarbekir o długości 500 km. Roboty około nawierzchni wykonały firmy duńskie, taboru dostarczyła Szwecja. Wykonano roboty są tym bardziej godne uwagi, że wykonano je w kraju nawpół dzikim w trudnych warunkach terenowych — ilość mostów i tuneli przekracza 2000. Transporty odbywały się w sposób prymitywny na mulach, osłach i wielbłędach, a przy robocie zatrudniono ludność tubylną, nie umiejącą się obchodzić nawet z najprostszymi narzędziami europejskimi.

Droga z wymienionych linii kolejowych przekracza niedaleko miasta Malatya rzekę Eufrat, która w tym miejscu ma zaledwie 50 m szerokości, w czasie powodzi dochodzi natomiast do szerokości 500 m, a poziom wody podnosi się o 12 m. W tym miejscu zbudowano most o przęsłach 50 m. Zaprojektowano most żelbetowy o łukach utwierdzonych, przy czym linię ciśnienia dla ciężaru stałego sprowadzono do osi metodą Freyssineta przy pomocy pras hydraulicznych w kluczu. Most fundowano na kesonach  $12 \times 12$  m, które budowano na sztucznych wyspach i zapuszczano w dno na głębokość 10 m. aż do gruntu o ciśnieniu dopuszczalnym  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Gwałtowna i nieoczekiwana powódź podczas budowy wyrządziła wielkie szkody materiałowe.

Drugi most im. Ismet - Paszy również nad Eufratem wykonano w trakcie drogi Malatya - Elaziz jako jednoprzęsłowy łukowy o rozpiętości 108 m i strzałce 24 m. Przekrój tego mostu jest skrzynekowy o wymiarach  $6,0 \times 2,25$  do  $4,0 \times 40$  m. Most ten z uwagi na nieodpowiedni grunt rzeki budowano wspornikowo z obu brzegów, a mianowicie na uprzednio wykonanych pilonach przybrzeżnych ustawiono cztery wieże drewniane, przez które przeprowadzono dwa kable. Na tych kablach zawieszono zapomocą ściegien pionowych kładkę roboczą, którą po tym rozbudowano w krążynę. To rusztowanie przypomina zatem most wiszący.

inż. M. L.

#### MOST DREWNIANY ŁUKOWY TRÓJPRZEGUBOWY ZBUDOWANY W OREGON W U. S. A.

Most ten składa się z łuku o rozp. 135 stóp i dwócii przęsł na przyczółkach po 16 stóp  $10\frac{1}{2}$  cali, t. j. rozpiętości równej przedziałom na jakie podzielone zostało przęsło główne.

Przy badaniach wstępnych rozpatrywano projekt mostu stalowego wiszącego, oraz trzy typy mostów drewnianych: 1. Howe'a. 2. łuk dwuprzegubowy i 3. łuk trójprzegubowy. Projekt mostu wiszącego okazał się zbyt kosztowny z powodu zbyt dużej odległości od stacji kolejowej (45 mil), typ Howe'a stwarzał trudności montażowe, oraz dawał pewne niebezpieczeństwo zerwania przez wysoką wodę, z dwóch typów mostów łukowych został wybrany trójprzegubowy ze względu na większą łatwość montażu. Brano także pod uwagę potrzebę dopasowania wygądu mostu do otoczenia będącego samym centrum okręgu wycieczkowego.

Łuk składa się z prętów drewnianych łączonych na śruby i bolce opatrzone pierścieniami. Przyczółki betonowe na skale.

Montaż półprzęsł wykonano na brzegu i połączono je następnie w środku z obu brzegów rzeki jednocześnie.

Reszta szczegółów patrz Wiliam D. Smith: „Twee — Hiuge Timber tich Bridge built by CCC in Oregon“ w Engineering News - Record december 31, 1936 r.

#### SPRAWY ZAWODOWE I GOSPODARCZE.

##### MASOWA PRODUKCJA DOMKÓW RAMOWYCH W U. S. A.

Dobre rezultaty ekonomiczne i krótki czas budowy drapaczy chmur przy zastosowaniu równoległej kolejności wykonywanych czynności, skłoniły budowniczych w U.S.A. do przeprowadzenia prób z seryjną budową małych osiedli. System ten zastosowano w Meadville w U. S. A. do budowy osiedla składającego się z 178 domów ramowych obejmujących 202 mieszkania 5, 6 pokojowe oraz 27 garaży grupowych. Koszt ogólny wyniósł 756.000 dol. co dało 3.743 dol. na mieszkanie i oszczędność około 20 % w stosunku do budowy indywidualnych budynków. Roboty zaczęto od założenia drenów oraz robót ziemnych i fundamentowych z jednego boku obszaru przeznaczanego na osiedle. Jednocześnie przeprowadzono roboty instalacyjne przygotowawcze, jak założenie sieci wodociągowej, kanalizacyjnej, oraz kabli telefonów i elektryczność. W miarę postępu robót ziemnych z tego samego boku zaczęto równolegle posuwać się z montażem szkieletów budynków, a później z wypełnieniem ścian i innymi robotami. Starano się jaknajbardziej specjalizować grupy robotników przez dawanie im stale tych samych robót lub zbliżonych. Całe osiedle wykonano w rekordowym czasie 8 miesięcy przy maksymalnej ilości 500 zatrudnionych.

Engineering News - Record 21 luty 1937 r.

##### ODPOWIEDZIALNOŚĆ DYSCYPLINARNA PROJEKTANTA.

Jak donosi „Deutsche Bauzeitung“ z 20. I. 37, naczelnik Izby Sztuk Pięknych w Düsseldorf, do której obowiązani są należeć wszyscy inżynierowie architektki, zwrócił się do władz budowlanych z żądaniem komunikowania mu o

wszystkich wypadkach odrzucenia projektu architektonicznego przez władzę naskutek wadliwości projektu, jakoteż o wypadkach, gdy władza nie zatwierdziła projektu mimo przeprowadzenia poprawek i zapowiada pociągnięcie do odpowiedzialności dyscyplinarnej przed władzami stanowymi projektanta, przy czym jako sankcje karne przewiduje się: 1 upomnienie, 2 doniesienie do Prezesa Państwowej Izby Sztuk Pięknych i 3 wykluczenie z Izby łącznie z zakazem wykonywania zawodu.

inż. M. L.

#### UDZIAŁ ROBOCIZNY W KOSZCIE BUDOWY.

Jak to już donosiliśmy, w Niemczech istnieje obowiązek podania przy rozpoczęciu budowy ilości robotników, mających być zatrudnionymi. Dla ułatwienia ogłoszono tablicę udziału procentowego kosztu robocizny (netto bez obciążeń społecznych i t. p.) w całkowitym koszcie. Wykaz ten podaje liczby dla 14 okręgów. Średnie dla całego państwa wynoszą w %: Domy mieszkalne małe 33, większe 34; stodoły i t. p. 27, śpišsze, stajnie i t. p. 29; budowlę wodne 50, mosty kolejowe 41, kanalizacje 61, roboty ziemne 67, szkoły, urzędy pocztowe 36, koszary 35, warsztaty: murowane 32, żelbetowe 33, stalowo-szkieletowe 27; hale fabryczne odpowiednio 35, 29, 28; budynki administracyjne 34, 37, 32; ha'e wojskowe 33, 36, 31.

*Das Baugewerbe N. 7 z dn. 18. 2 37 r. str. 113*

T. K.

#### TERMIN SKŁADANIA OFERT.

W Afryce Południowej, jak podaje czasopismo miejscowe „The South African Builder“, skarżą się przemysłowcy budowlani na zbyt krótkie okresy, wyznaczone dla przygotowania ofert (tamtejsze „Niedyskrecje“!..)

Władze Australijskie znowu sprawę tę uregulowały w sposób następujący: Przy przewidywanym koszcie budowy £ 500 — 1000 (ok. 13 — 26 tys. zł.) minimum 7 dni, przy £ 1000 — 5000 (26 — 130 tys. zł.), min. 14 dni i przy koszcie ponad £ 5000 21 dni.

*The National Builder z lutego 1937, str. 220.*

T. K.

#### KIT SZKLARSKI.

Dla uzupełnienia listy zakazów niemieckich stosowania różnych materiałów w budownictwie, musimy podać, że kit szklarski do drzewa i żelaza (przy oszkleniu pionowym) może zawierać max. 14 — 15% lepni'ka. Oleje roślinne, zwierzęce, tłuszcze, kwasy tłuszczowe i t. p. mogą stanowić łącznie najwyżej 70% lepni'ka. Przy szkleniu nie pionowym (dachy) nie wolno do kitu używać żadnego z wymienionych surowców.

*Das Baugewerbe Nr. 6 z 11.2. 1937. Str. 92.*

T. K.

## NIEDYSKRECJE BUDOWLANE

\* \* \*

Już wielokrotnie poruszaliśmy kwestię przesadnej dokładności w obliczeniach statycznych czy też w obmiarze robót. Chodziło nam zawsze nie o zwalczanie samej zasady dokładności, lecz nieracjonalnych jej przerostów. Z trudnością torujemy drogę pogładowi, że właściwa i celowa dokładność nie polega na mnożeniu miejsc dziesiętnych, lecz przede wszystkim we właściwym doborze i zastosowaniu podstaw i metod obliczenia.

Umiejętność: oceny odpowiednich granic, do których należy prowadzić rachunek, jest zawsze związana z należytym opanowaniem całości przedmiotu, który się rachunkowo opracuje, no i... z pewnym stopniem ogólnej inteligencji.

Po wielokroć musimy przyznać rację temu profesorowi, który uważał za błąd nie tylko fałszywe obliczenie ale i nadmierną jego dokładność. Wychodził bowiem z założenia, że i w tym wypadku student wykazał brak zrozumienia podstaw, z których obliczenie wychodziło i celu, który ono miało osiągnąć.

Powracamy jeszcze raz do tego przedmiotu, gdyż okazano nam dokument, który w całej pełni charakteryzuje mentalność niektórych osób sprawdzających rachunki. Zanim ten przykład zanalizujemy, pozwolimy przemówić samym faktom, które mogą wyglądać na przejawskrawione, za których autentyczność ręczą nam jednak posiadane dokumenty.

Pewna firma wykonała dwie wiaty peronowe, w których objętość betonu wynosiła w konstrukcji nadziemnej około 80 m<sup>3</sup>. Za tę robotę — jak widzimy bardzo niewielką — firma założyła rachunek poparty rysunkami i obliczeniami wykonawczymi. Dzięki temu, iż wiata składała się z kilku przęseł nierównych a przekrycie wiaty miało kształt łukowy, samo obliczenie objętości betonu w wiacie zajęło 6 formatów zestawień wykonanych na kalce drobnym pismem.

Urzędnik, który ten rachunek otrzymał do sprawdzenia, zabrał się do niego niby astronom do obliczenia drogi komety. Sprawdzenie robót o wartości najwyższej kilkunastu tysięcy złotych trwało cztery miesiące i kosztowało zapewne przynajmniej ¼ kosztów budowy. A efekt? Roz-

piętości poszczególnych pól podane w rachunku w cm poprawiono na mm n. p. 489 cm poprawiono na 4886 mm, 319 cm na 3192 mm i t. d. Firma słusznie zadaje pytanie skąd czerpał „twórca“ tych poprawek tak dokładne dane o rozpiętości, gdyż ani bezpośredni pomiar ani też plany nie mogły mu ich dostarczyć i wyraża z tego powodu przypuszczenie, iż może do pomiaru rzeczywistego wprowadzono poprawkę na rozszerzalność betonu wskutek temperatury. Przy-

bliżony wzór na strzałkę łuku  $\frac{c^2}{8r}$  poprawiono na dokładny  $\sqrt{1^2 - \frac{c^2}{4}}$ ,

by po żmudnych obliczeniach otrzymać wynik zgodny co do milimetra, chyba że poszukiwacz omyłek sam się omylił w labiryncie cyfr. Sinus kąta poprawiono do piątego miejsca dziesiętnego. Takich przykładów możnaby podać znacznie więcej. Nie chodzi nam jednak o to, by czytelnika ubawić mnożeniem tych zabawnych faktów. Ograniczmy się zatem do stwierdzenia, iż efekt czteromiesięcznej „pracy“ wyraził się w popełnieniu w labiryncie cyfr całego szeregu błędów arytmetycznych, po których wyeliminowaniu różnica rachunku sprawdzonego wynosiła dwanaście złotych.

Zadajemy sobie pytanie, czy w danym wypadku mamy do czynienia z tak daleko idącym brakiem orientacji, czy też jest to często spotyka-

ny a mało niestety tępiony wypadek *obludnej pracowitości*. Obserwujemy, iż często przed twórczym wysiłkiem ucieka się do arytmometru,

który się bezmyślnie godzinami kręci, zapelniając w ten sposób czas pozorem niby wytężonej pracy.

## WYBITNE WYRÓŻNIENIE PRZEZ POLITECHNIKĘ WARSZAWSKĄ PREZESA STOW. ZAW. PRZEM. BUDOWLANYCH



Jak się dowiadujemy, Rada Wydziału Inżynierii Politechniki Warszawskiej w uznaniu zasług dla budownictwa przyznała p. Prezesowi Henrykowi Martensowi jednogłośnie tytuł inżyniera budownictwa lądowego. Na podkreślenie specjalne zasługuje fakt, iż Rada wydziału dla uczczenia zasług Prezesa Martensa po raz pierwszy skorzystała z uprawnienia przysługującego jej na podstawie ustawy z 21.IX. 1922 r.

Uprawnienie to ma w ustawie następujące brzmienie:

„Rady wydziałów technicznych w szkołach akademickich mogą wyjątkowo nadawać tytuł inżyniera osobom, które odznaczyły się wybitną działalnością w zawodzie technicznym”.

Redakcja Przeglądu Budowlanego, który ma zaszczyt zaliczać Prezesa Martensa do składu swego Komitetu Redakcyjnego, przesyła Mu w zwią-

zku z tym rzadkim wyróżnieniem serdeczne gratulacje.

Prezes Henryk Martens jest wybitnym przykładem człowieka, który niezmierną pracą całego życia, wielką wytrwałością, a przede wszystkim wielkim umłowaniem swego technicznego zawodu — stworzył jedną z największych placówek budowlanych, był jej naczelnym kierownikiem od dnia założenia (1899 r.) do dnia dzisiejszego, nadając tej placówce charakter przedsiębiorstwa, stojącego na najwyższym poziomie technicznym.

Rozumiejąc oddawna znaczenie żelazobetonu, staje się jednym z pierwszych inicjatorów tego rodzaju budownictwa. Jeśli wziąć pod uwagę jak bardzo konserwatywnym było przedwojenne budownictwo, w szczególności w b. zaborze rosyjskim — należy inicjatywę tę poczytywać jako zasługę dla rozwoju i dobra techniki.

Prezes Henryk Martens już przed 25 laty rozwinął w przedsiębiorstwie dział żelazobetonu tak dalece, że przed wybuchem wojny, poszczycić się już może wykonaniem ówczesnych monumentalnych budowli Warszawy jak: Banku Towarzystw Spółdzielczych, Domu Towarowego B-ci Jabłkowskich, Zakładów L. Spießa, pierwszych stropów żelbetowych w Szkole Zgromadzenia Kupców i t. p.

W czasie po roku 1921 rozwija jeszcze większą działalność około konstrukcji żelbetowych, oraz zwiększa w związku z tem ilość inżynierów, która dochodzi w roku 1928 do kilkunastu. Podkreślić należy u Prezesa Henryka Martensa stałe nastawienie w kierunku szkolenia sił technicznych.

W ogólności podkreślić należy, iż spośród Jego personelu inżynierskiego wyrosło wiele jednostek dobrze znanych na niwie polskiego budownictwa, co niewątpliwie, w znacznym stopniu zawdzięczają niezwykle przyjaznej atmosferze, jaką im stwarzał p. Henryk Martens, świecąc przykładem energii, rzadko spotykanym taktem, oraz umłowaniem zawodu.

W okresie powojennym przedsiębiorstwo pod Jego naczelnym kierownictwem wykonało olbrzymie roboty inżynierskie, oraz wielkie budowle publiczne żelbetowe. Niektóre z nich należą do największych obiektów w Polsce odrodzonej. Na tym miejscu wymienimy tylko kilka obiektów: Tunel L. ni Średnicowej w Warszawie, Wagoniarnia Osobowa w Pruszkowie, Gmach Dyrekcji Kolei Państwowych na Pradze, kompleks gmachów fabrycznych w Dęblinie, 2 Gmachy W. S. H. w Warszawie, Gmach Powszechnego Zakładu Ubezpieczeń Wzajemnych i t. d.

Niespożyta Jego energia, stałe poszukiwanie postępu i zainteresowania społeczne nie wyczerpywały się jednak tylko w pracy nad kierowanym przez siebie przedsiębiorstwem.

Z taką samą niezmierną wytrwałością i poświęceniem poświęcił się pracy na terenie społeczno - zawodowym. Jako jeden z założycieli Stow. Zaw. Przem. Budow-

lanych od roku 1901 do chwili obecnej poświęcał On — często z poważnym uszczerbkiem dla własnych interesów — swój czas, doświadczenie i autorytet, by umiłowaną przez siebie placówkę społeczną rozwinąć i umocnić.

W uznaniu tych zasług koledzy zawodowi nadali Mu najwyższe godności, jakimi rozporządzali — od roku 1928 piastuje bez przerwy godność prezesa Stow. Zaw. Przem. Bud., a w roku 1936 został Mu nadany tytuł członka honorowego tego Stowarzyszenia.

Państwo, ceniąc Jego zasługi około rozwoju i organizacji budownictwa, nadało Mu krzyż kawalerski orderu „Polonia Restituta” oraz Złoty Krzyż Zasługi.

Pracą całego swego żmudnego życia stał się Prezes Henryk Martens wzorem przemysłowca, technika i społecznika w zawodzie budowlanym.

Żałować wypada, iż zdrowie nie pozwala Mu obecnie w całej pełni poświęcić się umiłowanej pracy. Życzymy Mu z całego serca pełnego wyzdrowienia.

## ŻYCIE BUDOWLANE

Zarząd Stowarzyszenia Zaw. Przem. Bud. wystosował do Sekretariatu Obozu Zjednoczenia Narodowego następujące oświadczenie:

*„Zarząd Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R. P. reprezentującego interes gospodarczy przemysłu budowlanego, lecz zawsze na pierwszym miejscu w ciągu swej 30 letniej działalności stawiącego interes Polski jako całości, wyraża gotowość współdziałania na odcinku swej pracy w realizacji założeń ideowych deklaracji pułkownika Adama Koca, widząc w nich istotną podstawę do rozwoju gospodarczej i obronnej potęgi Państwa”.*

### DZIAŁ BUDOWLANY NA TARGACH POZNAŃSKICH.

Dział Budowlany tegorocznych Targów Poznańskich, organizowany przy wydatnej współpracy Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych, zapowiada się okazale. Dotychczas nadesłano już wiele zgłoszeń ze wszystkich działów budownictwa, począwszy od materiałów konstrukcyjnych, aż do najdrobniejszych robót wykończeniowych, łącznie z maszynami i narzędziami, stosowanymi w budownictwie.

Niezależnie od znacznej obniżki ceny za stoiska w tym Dziale zaprojektowano z inicjatywy Związku jednolitą dekorację stoisk, co spowodowało dałszą obniżkę kosztów udziału w Targach.

Stoiska w Dziale Budowlanym (we Wieży Górnośląskiej) o rozmiarach około 10, 20, 30 i 50 m<sup>2</sup> będą urządzone jednolicie przez obicie ścian o wysokości około 2,20 m papierem falistym kolorowym wg. projektu architektonicznego. Cena tego rodzaju dekoracji wynosi za 1 m<sup>2</sup> ściany tylko 1,50 zł. Ponadto dąży się do jednolitych napisów firmowych na ścianach z liter kształtu „paneuropa”. Koszt takich liter z dykty potrójnej, malowanych olejno na dany kolor zależnie od architektury stoiska wraz z przybicciem jest również kalkulowany bardzo nisko.

Jednolite ujęcie dekoracyjne Działu Budowlanego, o prostej ale harmonijnej architekturze przyczyni się naszym zdaniem do tym silniejszego uwydatnienia charakteru targowego tego Działu. Przydział miejsc w Dziale Budowlanym wg. poszczególnych branż wymaga szybkiego nadesłania zgłoszeń, aby uniknąć przypadkowości w ich ugrupowaniu. Z tej przyczyny pożądaną jest nadesłanie zgłoszenia udziału jak najszybciej, gdyż przy późniejszych zgłoszeniach nie będzie można zapewnić przydziału odpowiedniego miejsca.

Dalsze szczegóły organizacyjne podane są w „Biuletynie Zw. Inż. Bud.” na końcu numeru naszego pisma.

Podając powyższe informacje do wiadomości ogółu zainteresowanych, pragniemy specjalnie podkreślić, iż wszystko wskazuje na to, iż tegoroczne Targi Poznańskie w dziale budowlanym będą wybitnie się różniły pod względem organizacyjnym od stanu z lat poprzednich. Zapew-

niono wystawcom należyty układ eksponatów, oszczędność kosztów, a równocześnie w szerokich sferach budujących obudzono poważne zainteresowanie tym pokazem. Wszystko to umożliwi wystawcom osiągnięcie maksymalnego efektu ich wysiłku.

Pismo nasze biorąc udział w tej akcji i uważając ją za pożyteczną i celową, w zeszytach kwietniowym i majowym zamieści obszerniejsze omówienie poświęcone temu pokazowi produkcji budowlanej.

### O GODNOŚĆ ZAWODU ARCHITEKTA.

W dziedzinie budownictwa istnieją przepisy normujące sprawę uprawnień do projektowania i wykonywania robót. Przepisy te byłyby dostateczną gwarancją wartości budownictwa, które u nas powstaje, gdyby nie było publiczną tajemnicą, że projekty budynków robi kto chce, naturalnie nieposiadając do tego żadnych kwalifikacji zawodowych a tym bardziej uprawnień, kupując podpis uprawnionego architekta za 10 — 20 zł. zależnie od miejsca, gdzie to się odbywa i podaży towaru do podpisu. Takich podpisujących architektów lub dawnych jeszcze rosyjskich technologów posiadających uprawnienia budowlane jest w każdym mieście ilość dostateczna, są tacy dla których stanowi to najważniejsze źródło utrzymania. Wartość planów budowlanych powstających tą drogą mówi sama za siebie, poza koniecznymi warunkami bezpieczeństwa konstrukcyjnego nie reprezentują one nic więcej, rozplanowanie, celowość, ekonomia, estetyka są w nich kompletnie negligowane.

Dzięki nadzwyczajnej łagodności przepisów budowlanych walka z tą tandetą na terenie Rad budowlanych przy Zarządach miejskich jest b. trudna i prawie beznadziejna, między paragrafami przepisów są tak duże luki, że przejdzie przez nie niezatrzymane wiele tandety. Wartość ludzi, którzy zajmują się tym dochodowym procederem tym bardziej nie wymaga szczegółowego określenia. Najłagodniejszym będzie nazwanie ich szkodnikami społecznymi.

To co się dzieje nie jest zjawiskiem felczeryzmu w budownictwie, to coś znacznie gorszego, bo tu szerczycielami zła są nieodpowiedzialne wobec kultury narodowej jednostki, zdawałoby się należące do warstwy inteligentnej, a sto-

jące na takim poziomie moralnym, który pozwala im dla dorywczego i poniżającego kilkunastozłotowego zarobku, zaprzepaszczać wartości kulturalne budownictwa.

Stan ten wymaga natychmiastowej i zdecydowanej reakcji. Żadna akcja moralizatorska a pozbawiona odpowiedniej egzekutywy tu nie pomoże. Osoby takie nie widzą powodu i potrzeby, by miały się zrzęcać i poddawać pod sąd ogółu architektów, opinia jest dla nich obojętna, gdyż jedynym motorem ich postępowania jest pieniądź. Tu potrzebne są metody stanowcze i zdecydowane.

Jedynym ratunkiem jest stworzenie na podobieństwo istniejących Izb Lekarskich i Adwokackich — Izb Inżynierskich któreby czuwały nad godnością zawodu, posiadając prawo pociągania do odpowiedzialności jednostek nieetycznych i wyciągania konsekwencji aż do pozbawiania prawa wykonywania zawodu.

W pewnych sytuacjach jedynym środkiem naprawdę skutecznym jest tylko bat i tu go trzeba zastosować.

inż S. Łukasiewicz  
architekt.

*Jako wymowną ilustrację do treści powyższej notatki podajemy następujący tekst ogłoszenia zamieszczonego w Kurierze Warszawskim z dnia 21 marca r.b.:*

**Autoryzuję projekty budowlane**  
inżynier dyplomowany, uprawniony. Zamiejscowe poczta. Ul.  
6-go Sierpnia 20—20. 452850

#### CZY NIE ZA CZĘSTO UŻYTO SŁOWA PRZEDSIĘBIORCA, GDY MOWA PO PROSTU O KORSARZACH SPOŁECZNYCH.

Gazeta Polska — w związku z toczącymi się pertraktacjami o przedłużenie umowy zbiorowej co do plac robotniczych w przemyśle budowlanym w Warszawie — zamieściła artykuł wykazujący, iż istotnym złem w obecnej sytuacji jest możliwość niedotrzymywania obowiązujących stawek plac przez pewien odłam pracodawców.

Zgodni jesteśmy z wypowiedzianym poglądem, iż należy jak najbardziej obostrzyć sankcje karne i pieniężne, by się ten proceder nikomu nie „opłacał”. Z jednym tylko nie możemy się zgodzić, by tego rodzaju procederzystów chrząć mianem przedsiębiorców budowlanych. Zbyt wysoko pojmujemy zadania i stanowisko przedsiębiorcy budowlanego, byśmy obojętnie mogli czytać w każdym zdaniu słowo przedsiębiorca, gdy mowa jest o jednostkach, które same się stawiają poza nawias społeczności.

Robi się w ten sposób dużą krzywdę zorganizowanemu przemysłowi budowlanemu, który wiele wysiłków czynił i czyni, by zabagnione stosunki w budownictwie uporządkować i to właśnie pod kątem interesu ogólnego.

#### REALIZACJA PROGRAMU DROGOWEGO W NIEMCZACH I U NAS.

Rozporządzamy obecnie cyframi z wykonania programu budowy autostrad w Niemczech na koniec czerwca 1936 i po wykończeniu pierwszych 1000 kilometrów (27. IX. 1936). Ze względu na bliskie sąsiedztwo obu tych dat traktujemy cyfry odnoszące się do nich łącznie.

Realizacja robót odbywa się w Niemczech *wyłącznie przy pomocy przedsiębiorców*. U tych przedsiębiorców ilość przepracowanych dniówek robotniczych od początku robót t.j. od 23.IX. 1933 wynosiła 57 milionów. Ilość osób pracujących u przedsiębiorców wynosiła w końcu czerwca 1936 około 122.000. Ogółem *oddano przedsiębiorcom* robót do wykonania od początku aż do końca czerwca 1936 r.

na sumę 1.056.200.000 R (słownie ponad miliard marek).

O ogromie tych robót świadczą również następujące przykładowe cyfry z ilości dostaw i robót:

betonu i żelbetu	6.300.000 m <sup>3</sup>
żwiru i piasku	8.400.000 m <sup>3</sup>
kamieni	4.700.000 ton.

Inwentarz zatrudniony na tych robotach charakteryzują następujące „skromne” cyfry:

torów	3.000 km
lokomotywy	2.300 „
wózków	50.000 „
wykończarek naw.	160
betoniarek	670
eskawatorów	420

A u nas? U nas; najpierw przez postawienie niemożliwych do realizacji warunków kredytowych, roboty drogowe oddano w większości do wykonania obcym przedsiębiorstwom, które za fikcję finansowania robót kazały sobie drogo płacić. A gdy tylko powstała możliwość wykonania robót normalnie za gotówkę, wyciągnięto ukrywaną chwilowo tendencję do wykonania robót systemem gospodarczym.

Wierzymy, że władze niemieckie są prawdopodobnie w równym stopniu dbałe o interes skarbu państwa jak nasze zarządy drogowe. Widocznie jednak *umiejętność patrzenia w dalszą przyszłość i ogarniania szerszych horyzontów* jest tam większa. Utwierdzają nas w tym przekonaniu przytoczone na wstępie cyfry. Pomijając szereg innych względów gospodarczych i społecznych, zwróćmy uwagę tylko na moment przygotowania do obrony. Kilka-set dobrze zorganizowanych i zaopatrzonych w potrzebny sprzęt przedsiębiorstw budowy dróg to jeden z ważnych elementów planu mobilizacyjnego dzisiejszej wojny, o której wyniku zadecyduje na pewno coś więcej niż armaty i sprzęt lotniczy.

#### PROGRAM INWESTYCYJNY MIAST I MOŻLIWOŚCI JEGO SFINANSOWANIA.

Pod powyższym tytułem ogłosił p. St. Zbrożyna artykuł w Nr. 4 Samorządu Miejskiego. Artykuł oparty jest na wynikach ankiety Związku Miast z lipca r. ub. Ankieta objęła 603 miast z wyjątkiem Warszawy i Łodzi, odpowiedzi otrzymano od 508 miast czyli 85%. Ankieta dotyczyła 4-letniego planu w zakresie inwestycji miejskich.

Oto zestawienie potrzeb inwestycyjnych miast w ciągu 4 lat, dokonane na podstawie otrzymanych odpowiedzi:

Miasta		Potrzuje
363	na zabrukowanie ulic	128.465.000 zł.
261	na budowę i rozszerzenie szkół	51.529.000 „
263	na wodociągi i kanalizację	215.000.000 „
201	na budowę i przebud. rzeźni	20 985.000 „
125	na budowę i rozszerzenie elektr.	46.259.00 „
89	na budowę chłodni	11.121.000 „
88	na budowę hal targowych	13.902.000 „

a do tego cały szereg miast potrzebuje na takie urządzenia jak: gazownie, kąpieliska, łaźnie publiczne, targowiska zwierzęce, boiska i urządzenia sportowe, szpitale i przytułki, budynki miejskie (ratusze, remizy i t. p.), szalety publiczne, regulacje rzek na odcinkach w granicach miast, parki, zieleńce, mosty i środki komunikacyjne oraz na sporządzenie planów pomiarowych i planów zabudowania — ogólną kwotę 121.536.000 zł.

Czyni to razem zapotrzebowanie kredytowe na łączną sumę zł. 608.797.000 na przeciąg najbliższych lat 4-ch bez Warszawy i Łodzi.



Biorąc za podstawę sumy, uzyskane na podstawie ankiety w przeliczeniu na jeden rok, zapotrzebowanie kredytów na potrzeby inwestycyjne miast wyrazi się kwotą zł. 152.200.000.

Na temat znalezienia środków pieniężnych dla realizacji powyższego planu autor proponuje następujące rozwiązanie:

Istniejący Polski Bank Komunalny mógłby za zezwoleniem Rządu i pod gwarancją wszystkich miast emitować obligacje komunalne, opiewające na złote w złocie, niskooprocentowane — 2% (renta komunalna) z 50-letnim okresem umorzenia na cele inwestycyj miejskich. Powstaje jednak zagadnienie lokaty tych obligacji, gdy wolny rynek w chwili obecnej tego rodzaju papieru nie weźmie, i ze względu na brak wolnej gotowizny i ze względu na niskie oprocentowanie. Są jednak dwie możliwości lokaty tych obligacji. 1) Albo przyjmie je Skarb Państwa i wyda Polskiemu Bankowi Komunalnemu wzamian odpowiednią (100 za 100) ilość bonów skarbowych wymiennych w każdej chwili na złote, 2) albo obligacje przyjmie Bank Polski i pod ich zastaw wyda P. B. Komunalnemu odpowiednią ilość złotych (również 100 za 100) z tym, że Skarb Państwa, w miarę swych możliwości, będzie w odpowiednich terminach wycofywał z Banku Polskiego umówione partie tych obligacji.

### ROZDZIAŁ KREDYTÓW NA BUDOWNICTWO ROBOTNICZE.

Suma 10 mil. złotych przeznaczona na budownictwo robotnicze została w sposób następujący rozdzielona:

Z kredytów tych na budowę nowych osiedli przypada dla Warszawy 2.100 000 zł, Łodzi 850.000 zł, Gdyni 1.000.000 zł, Radomia 300.000 zł, Śląska 750.000 zł, Mościc 100.000 zł, Tarnowa 125.000 zł, Krakowa 300.000 zł, Janowej Doliny 250.000 zł, tartaków lasów państwowych 250.000 zł, osiedli dla kolejarzy 500.000 zł i osiedli przy nowopowstałych ośrodkach przemysłowych 3 000.000 zł.

Na wykończenie zaś rozpoczętych w zeszłym roku mieszkań w Warszawie, Łodzi i Radomiu przeznaczono 1.250.000 zł.

### ZAMIERZENIA PRZEMYSŁOWE W NOWYM OKRĘGU PRZEMYSŁOWYM.

W Nr. 2 Przeglądu Chemicznego zamieszczone są w tej sprawie następujące informacje:

W trójkącie sandomierskim przystępuje się do budowy wielkiej huty żelaza i stali. Odpowiednie umowy podpisały huta Pokój i huta Starachowice.

Nowa huta będzie oparta na gazie ziemnym. Trasa rurociągu gazu ziemnego prowadzić będzie z kopalni pod Krosnem do tego trójkąta i dalej. Prąd elektryczny dla wytworzenia elektrostali i innych zapotrzebowań będzie dostarczany z elektrowni zesynchronizowanych, opartych na wodzie i na gazie ziemnym z centralnym punktem w Mościcach.

\*\*\*

Silny ruch przemysłowy w okręgu sandomierskim powoduje uruchomienie, względnie budowę nowych przemysłów pomocniczych. Ostatnio uruchomiono w Rzeszowie warsztat mechaniczny nabyte przez firmę H. Cegielski z Poznania.

### INWESTYCJE MIEJSKIE W GDYNI W ŚWIETLE NOWEGO BUDŻETU NA ROK 1937/38.

Ogólna suma budżetu inwestycyjnego miasta Gdyni łącznie z przedsiębiorstwami wynosić ma 2.053 tys. złotych.

Poszczególne pozycje wydatków na inwestycje miejskie przedstawiają się następująco:

	t y s. z ł.
budowa gmachu administracyjnego	150
d. c. budowy rzeźni miejskiej i targowiska zw.	62
Budowa ulic i placów miejskich	532
Budowa szkół powszechnych	120
d. c. budowa kąpieliska morskiego w Orłowie	100
budowa ustępów publicznych	40
budowa pomieszczenia stałego dla kolonii letnich dla dzieci poza Gdyni	20
R a z e m	z ł. 1.024

Przedsiębiorstwa miejskie mają w budżecie następujące inwestycje:

	t y s. z ł.
<i>Miejskie Zakłady Elektryczne.</i>	
budowa magazynu i stacji transformator.	249
zakup trasformatorów, liczników i aparatów	143
budowa sieci wys. i nisk. napięcia	125
rozbudowa oświetlenia ulic	45
elektryzacja sąsiednich gmin	30
R a z e m	M. Z. E. z ł. 592

#### Zakład Wodociągów i Kanalizacji:

	t y s. z ł.
Zakup inwentarza	49
budowa sieci wodociągowej	109
budowa sieci sanitarnej	126
d. c. budowy gł. ujęcia wody	4
R a z e m	Z. W. i K. z ł. 289

#### Zakład Oczyszczania Miasta:

	t y s. z ł.
budowa pomieszczeń	48
zakup taboru i kubłów do śmieci	100
R a z e m	Z. O. M. z ł. 148
Razem przedsiębiorstwa miejskie z ł. 1.028 809.	

### MIĘDZYNARODOWY RYNEK ŻŁOMU.

Światowa koniunktura będąca pod wybitnym wpływem zbrojeń, szczególnie mocno odbiła się na produkcji stali i żelaza. Znalazło to swój wyraz w kształtowaniu rynku złomu, będącego jednym z podstawowych surowców dla tej produkcji.

Na rynku belgijskim cena złomu od stycznia 1936 do stycznia 1937 wzrosła w sposób następujący:

złom martenowski	— z 200 fr. do 500 fr.,
„ wielkopieczowy	— z 200 fr. do 350 fr.,
„ maszynowy	— z 270 fr. do 620 fr.,
„ handlowy	— z 240 fr. do 600 fr.

W Anglii w tym samym czasie cena złomu wzrosła z 7/6 do 12/6 shillingów.

Japonia płaciła w styczniu r. b. za amerykański złom I-go gatunku 23 dol. cif., podczas kiedy w październiku ubiegłego roku za ten sam złom od 14 — 15 dolarów.

W Ameryce średnia cena złomu wynosiła: 7.136 — 13.33 dol., z końcem stycznia 1937 już 20 dol.

Ta sytuacja na światowym rynku złomu nie jest dla Polski obojętną, gdyż wobec niewystarczających zasobów wewnętrznych złom jest do Polski sprowadzany z zagranicy w dużych ilościach.

W roku 1935 przywóz złomu do Polski wyniósł około 20.000 ton, a w 1936 roku ponad 45.000 ton. Złom do Polski sprowadzany jest głównie z Holandii, Anglii, Ameryki, Norwegii, Belgii i Sowieców, poza tym niewielkie ilości z Tunisu i Algieru.

## NOWY REGULAMIN WYDZIAŁU NADZORU BUDOWLANEGO W M. ST. WARSZAWIE.

Decyzją Prezydenta Miasta z dnia 19 lutego 1937 r. (Dz. Zarz. Nr. 14 z 27 lutego) został zatwierdzony nowy regulamin Wydziału Nadzoru Budowlanego (dotychczas Urząd Inspekcyjno - Budowlany), który wchodzi w życie 1 kwietnia 1937 r.

Z tego regulaminu podajemy poniżej niektóre wyjątki:

### § 3.

Wydział Nadzoru Budowlanego dzieli się na następujące Działy: 1) Zatwierdzeń, 2) Inspekcji Terenowej i 3) Ogólny.

### § 4.

Dział Zatwierdzeń bada, opiniuje i zatwierdza projekty budowlane i urządzeń prywatnych i samorządowych, opiniuje projekty budowlane budynków państwowych i przemysłowych oraz wydaje opinie w sprawach racjonalnej zabudowy miasta.

Dział Zatwierdzeń dzieli się na Inspektoraty Okręgowe i Referaty.

### § 5.

Dział Inspekcji Terenowej wydaje pozwolenia na budowę, rejestruje zgłoszone roboty, sprawuje nadzór nad prawidłowością i zgodnością budowy z zatwierdzonym projektem, wydaje pozwolenia na użytkowanie budynków, sprawuje nadzór nad legalnością budowy, należytem i estetycznym utrzymaniem istniejących budynków i urządzeń, dokonywaniem remontów i przepisów oraz sztuki budowlanej.

Dział Inspekcji Terenowej dzieli się na Inspektoraty Terenowe i Referaty.

### § 6.

W zakres działania Działu Ogólnego wchodzi sprawy:

- a) o charakterze rachunkowo - budżetowym, gospodarczym i personalnym oraz
- b) prowadzenie dziennika korespondencyjnego, ekspedycji, składnicy akt, biblioteki, wykazów statystycznych i przepisywanie na maszynie.

Dział Ogólny dzieli się na Kancelarię i Referaty.

### § 7.

Na czele Wydziału stoi Dyrektor, odpowiedzialny za całokształt działalności Wydziału.

Dyrektor Wydziału:

- a) jest zwierzchnikiem wszystkich pracowników Wydziału,
- b) sprawuje ogólne kierownictwo nad pracami Wydziału,
- c) czuwa nad działalnością poszczególnych Działów,
- d) koordynuje pracę Wydziału z innymi Wydziałami i Przedsiębiorstwami miejskimi.

### § 8.

Dyrektora Wydziału, w razie jego nieobecności, zastępuje wyznaczony przez Prezydenta Miasta Naczelnik Działu, który na czas zastępstwa wchodzi we wszystkie prawa i obowiązki Dyrektora.

### § 9.

Na czele Działów stoją Naczelnicy, którzy kierują powierzonymi Działami i są za nie odpowiedzialni przed Dyrektorem Wydziału.

### § 10.

Oprócz Dyrektora, Naczelników Działów w skład personelu Wydziału wchodzi posiadający specjalne uprawnienia, przewidziane w art. 387 prawa budowlanego Inspektorzy Okręgowi, Referenci - specjaliści, Inspektorzy Terenowi, a ponadto inny personel referendarski, pomocniczy i kancelaryjny.

### § 11.

Dyrektor, Naczelnicy Działów, Inspektorzy Okręgowi i Inspektorzy Terenowi nie mogą wykonywać planów i kierować robotami na budowlach, podlegających nadzorowi Wydziału z wyjątkiem budowlanych miejskich.

### § 14.

Dla opiniowania zagadnień ogólnych lub większej wagi z zakresu spraw architektoniczno - budowlanych będzie powołana przez Prezydenta Miasta Rada Budowlana, działająca jako ciało opiniodawcze na podstawie specjalnego regulaminu.

## PROJEKT NORMY OZNACZANIA POŁĄCZEŃ SPAWANYCH NA RYSUNKACH.

Projekt ten, uchwalony w pierwszym czytaniu przez Podkomisję Ogólną Komisji Spawania P. K. N. został ogłoszony w Nr. 2 „Spawania i Cięcia Metali”. Drugie czytanie tego projektu odbędzie się w połowie kwietnia r. b., dlatego pożądanym jest, aby zainteresowane koła techniczne zechciały zapoznać się z tym projektem i zgłosić w tym czasie swoje wnioski w sprawie ewentualnych zmian i uzupełnień tej normy.

## SPROSTOWANIE DO ZESTAWIENIA DOMIESZEK WODOSZCZELNYCH (ZESZYT 10/1936, STR. 415).

Przy podaniu ilości użycia środka Tricosal wkładka się omyłka drukarska, powinno być:

8½ kg na m<sup>3</sup> zaprawy

a nie jak wydrukowano mylnie na m<sup>2</sup> zaprawy.

## PATENTY UDZIELONE Z DZIEDZINY BUDOWNICTWA.

Poniżej ogłaszamy spis udzielonych patentów z dziedziny budownictwa według danych zawartych w zeszycie lutowym Wiadomości Urzędu Patentowego<sup>1)</sup>.

19a, 27/01 24363. A. T. Tchijov (Moskwa, Z. S. S. R.). *Sposób budowy toru kolejowego z gotowych przeseł szynowych oraz jednoosiowy wózek do wykonywania tego sposobu.* 27.10 1933. Udzielono 9. 1. 1937.

37b, 1/01 24366. Ilija Folman (Warszawa, Polska), *Pustak.* 30.5 1934. Udzielono 9.1 1937.

<sup>1)</sup> Duża cyfra oznacza numer patentu. Cyfry i litery przed numerem patentu oznaczają klasę, podklasę, grupę i podgrupę, do której zaliczono wynalazek. Następnie kolejno są umieszczone: nazwisko właściciela patentu; tytuł wynalazku; data zgłoszenia; po skrócie „Pierw.”, który oznacza pierwszeństwo ze zgłoszenia w jednym z krajów, należących do Konwencji Związkowej Paryskiej, data zgłoszenia zagranicznego i w nawiasie kraj, gdzie zgłoszenia dokonano; data udzielenia patentu.

37d, 24/01 24420. Rudolf Dietel (Düsseldorf, Niemcy). *Urządzenie uszczelniające otwory okienne i drzwiowe*. 29.8 1935. Pierwsz. 30. 8 1934 (Niemcy). Udzielono 20.1 1937.

38h, 2/01 24491. Ernst Wortmann (Schwelm, Niemcy). *Sposób wytwarzania powłoki chroniącej od gnicia drewniane słupy, pale, progi itd.* oraz powłoka wykonana tym sposobem. 11.3 1935. Udzielono 28.1 1937.

80a, 7/45 24485. G. Anton Seeleman & Söhne (Neustadt-Orla, Niemcy). *Mieszarka do wytwarzania betonu lub podobnych materiałów*. 25.6 1934. Udzielono 28.1 1937.

80b, 8/08 24468. Victor Moritz Goldschmidt (Oslo, Nor-

wegia). *Sposób wytwarzania ogniotrwałych materiałów budowlanych*, zwłaszcza zapraw. 10.10 1935. Pierwsz. 24. 11 1934 (Stany Zjednoczone Ameryki). Udzielono 26.1 1937.

80b, 17/05 24500. Aktieselskabet for Kemisk (Kastrup, Dania) i Poul Harald Ussing (Kopenhaga, Dania). *Sposób wyrobu z trocin drzewnych płyt budowlanych*, izolujących od dźwięków, wilgoci i ciepła. 30.8 1935. Udzielono 28.1. 1937.

80b, 18/07 24419. Jerzy Nechay (Warszawa, Polska) i Czesław Pukiński (Warszawa, Polska). *Sposób wytwarzania masy porowatej*. 17.8 1935. Udzielono 20.1 1937.

## OSTATNIE PRZETARGI

*Z powodu braku miejsca nie możemy powtórzyć w Przeglądzie Budowlanym wyników przetargów ogłoszonych w ostatnich numerach Biuletynu Przetargowego.*

Przet. ogran. na rozbiórkę obiektów Gazowni Miejskiej w Warszawie przy ul. Ludnej (sumy w tys. oznaczają kwoty, które poszczególni oferenci deklarowali wypłacić za mat. otrzymany z rozbiórki).

1. Stefański i Zaborowski	182
2. Boniecki	177
3. Natorff	174
4. Tow. handl. Ferrum	162
5. Czudowski	160
6. L. O. P. P.	159
7. Tow. dla przem. i handlu	151
8. Goszczyński Stan.	102

Na przetargu ustnym, który został dodatkowo zarządzony po otwarciu powyższych ofert pisemnych, a w którym brali udział operenci wymienieni pod poz. 1, 3, 4 i 6 utrzymała się Liga Obrony P. P. z sumą 192.200.

W związku z powyższym przetargiem nasuwają się następujące pytania:

- 1) Czy jest właściwą rolą L. O. P. P. jako przedsiębiorcy budowlanego?
- 2) Roboty w ogóle a rozbiórki w szczególności są połączone z dużym ryzykiem (dodatkowy hazard przetargu ustnego!). Z jakich funduszy straty będą pokryte, o ile je poniesie L. O. P. P. uzyskawszy zlecenie na powyższą rozbiórkę?
- 3) Wreszcie nasuwa się szereg wątpliwości natury prawnej i podatkowej:
  - a) czy L. O. P. P. jest osobą prawną zdolną do działań jako przedsiębiorca,
  - b) czy L. O. P. P. ponosi obciążenia podatkowe, świadczenia społeczne i t. p. obciążające normalnie działające przedsiębiorstwa.

## KALENDARZ PRZEGLĄDU BUDOWLANEGO

Prace redakcyjne przy opracowaniu Kalendarza, o których informowaliśmy w poprzednim zeszycie (str. 89), są już prawie dla wszystkich rozdziałów w pełnym toku. Z 25 autorami, reprezentującymi poszczególne specjalności, uzgodniono już programy działów, których opracowania się podjęli. Wczesne ustalenie programów pozwoli autorom bez szkodliwego pośpiechu zebrać potrzebne materiały źródłowe, obmyśleć najpraktyczniejszy, najbardziej jasny i zwięzły układ.

Całą czesność informacyjną kalendarza opracujemy siłami redakcji, zwracając się w miarę potrzeby do odpowiednich instytucji o dostarczenie nam potrzebnych informacji. Ankiety te zmierzają do tego, by treść kalendarza opierała się na materiale polskim i aktualnym. Na tym miejscu zwracamy się z gorącą prośbą, by osoby i instytucje, do których się zwracamy o dostarczenie potrzebnych danych, zechciały nam w ten sposób pomóc w realizacji naszego zamierzenia.

Ponieważ często nie rozporządzamy pełnym spisem osób, do których o pewne informacje należałoby się zwrócić, treść ankiety będziemy ogłaszali również za pośrednictwem Przeglądu Budowlanego i prosić będziemy naszych Czytelników, by w zakresie swych możliwości zechcieli spowodować dostarczenie nam jaknajliczniejszych odpowiedzi pod adresem:

Przeгляд Budowlany — Warszawa 1 — Widok 22.  
Poniżej ogłaszamy 5 pierwszych ankiet.

### ANKIETA 1.

*Jakie czasopisma krajowe i zagraniczne znajdują się w bibliotekach instytucji naukowych, lub zawodowych.*

Podać w odpowiedzi: tytuły czasopism, roczniki, warunki korzystania z biblioteki.

Cel ankiety: pragniemy w kalendarzu zamieścić spis czasopism, budowlanych z podaniem, jakie roczniki i w jakich instytucjach polskich się znajdują.

### ANKIETA 2.

*Zakłady naukowe stopni niższych, aż do stopnia licealnego włącznie, kształcące fachowców budowlanych.*

Pożądane: adres, programy nauczania, warunki przyjęcia, personel nauczycielski.

### ANKIETA 3.

*Laboratoria budowlane w Polsce.*

Rozporządzamy spisem zebrany przez nas w roku 1935 i ogłoszonym najpierw na łamach Przeglądu Budowlanego (rok 1935 str 149 — 153), a później w specjalnym wydawnictwie Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych p. t. Laboratoria budowlane w Polsce.

Pożądane są uzupełnienia i zmiany co do laboratoriów zamieszczanych w tym spisie jak również analogiczne dane dla laboratoriów wówczas pominiętych lub później powstałych.

#### ANKIETA 4.

##### *Ceramika budowlana.*

Potrzebne są informacje co do następujących gatunków z zakresem ceramiki:

pustaki i płyty ściennie,  
pustaki stropowe,  
dachówki,  
licówki,  
klinkier budowlany,  
klinkier drogowy,  
kamionkowe rury,  
terrakotowe płytki,  
glazurowane płytki,  
kafle,  
dreny,  
cegła i zaprawa ogniotrwała.

Zakres potrzebnych informacji dotyczy: wymiarów, wagi, ilości na wagon 15 ton, własności wytrzymałościowych i innych fizycznych, zakresu i sposobu stosowania.

Spis producentów, którzy nadeślą nam wyczerpujący materiał w powyższym zakresie, będzie zamieszczony w rozdziale „ceramika” naszego Kalendarza.

#### ANKIETA 5.

##### *Maszyny i narzędzia budowlane.*

Potrzebne są informacje co do następujących rodzajów:

środki transportu poziomego (lokomotywy, szyny, wózki, taczki i t. p.,  
dźwigi budowlane,  
dźwigi osobowe,  
kafary,  
betoniarki i mieszarki do zapraw,  
betoniarskie maszyny, formy i narzędzia,  
wibratory,  
bagry,  
pompy,  
kompresory,  
drogowe maszyny,  
motory elektryczne,  
motory spalinowe,  
motory parowe,  
narzędzia ręczne,  
miernicze przyrządy.

Zakres potrzebnych informacji dotyczy: sposobu działania, ilości obrotów, wydajności, zapotrzebowanie energii, sposobu transportu i ustawienia, wymiarów, wagi i t. p. Spis producentów, z informacji których skorzystamy w powyższym zakresie, będzie zamieszczony w rozdziale „maszyny i narzędzia budowlane naszego kalendarza“.

Zgodnie z zapowiedzią rozpoczynamy przyjmowanie ogłoszeń do Kalendarza Przeglądu Budowlanego dnia 1 maja.

Poniżej podajemy spis działów, według których będą zgrupowane ogłoszenia. W zeszycie kwietniowym ogłosimy warunki i ceny ogłoszeń.

## SPIS DZIAŁÓW OGŁOSZEŃ W KALENDARZU PRZEGLĄDU BUDOWLANEGO

### CERAMIKA

cegła pełna i dziurawka,  
pustaki i płyty ceramiczne ściennie,  
pustaki stropowe,  
dachówki ceramiczne,  
licówki ceramiczne,  
klinkier budowlany,  
klinkier drogowy,  
cegła i zaprawa ogniotrwała,  
kamionkowe rury,  
terrakotowe płytki,  
glazurowane płytki,  
kafle,  
dreny,

### KAMIENIE NATURALNE

żwir,  
piasek,  
kamień polny,  
granit, bazalt, porfir, andezyt i t. p.,  
piaskowiec, dolomit, wapień i t. p.,  
marmur,  
alabaster,

### WIĄŻĄCE MATERIAŁY

ceмент portlandzki i glinowy,  
wapno,  
gips,

dachówki azbestowo-cementowe,  
betonowe wyroby i lastrico,  
wyprawy szlachetne,  
kamień sztuczny,  
skalodrzew (ksyolit),  
trociny,  
trzcina,

### DREWNO

tarcica i drewno okrągłe,  
dykty,  
forniery,  
posadzki dębowe,

### ŻELAZO I METALE

żelazo handlowe i profilowe,  
stal specjalna,  
druz,  
gwoździe,  
śruby,  
liny stalowe,  
siatki,  
łańcuchy,  
blacha cynkowa,  
blacha ocynkowana,  
metale (miedź, mosiądz, biały metal, aluminium),  
okucia budowlane,  
narożniki ściennie i do stopni,  
odlewy,

**INSTALACYJNE MATERIAŁY**

rury,  
 łączniki,  
 emaliowane odlewy ,  
 fajanse,  
 uszczelnienia,  
 armatura,  
 grzejniki do centr. ogrzew.  
 kotły do centr. ogrzew.  
 pralnie mechaniczne i suszarnie,  
 osadniki,  
 gazowe grzejniki,  
 elektryczne mat. instalacyjne,  
 elektryczne grzejniki,  
 żyrandole,  
 nasady kominowe,  
 wentylatory,

**IZOLUJĄCE MATERIAŁY**

asfalty (bitumy),  
 tektury (papy) smółcowe i bitumiczne,  
 smoły,  
 lepiki,  
 karbolineum,  
 terpentyna,  
 domieszki wodoszczelne,  
 powłoki wodoszczelne,  
 ochrona przed grzybem,  
 izolacje cieplne i akustyczne,  
 ogniochronne środki,  
 impregnacja,  
 nowe materiały,

**FARBY, POKOSTY I LAKIERY****SZKŁO**

okienne (zwyk.e, lustrzane, prasowane),  
 drutowe,  
 lufery i cegły,  
 witraże,

**RÓŻNE**

tapety,  
 linoleum,  
 guma,  
 materiały budowlane,  
 szyldy i tablice reklamowe,

**MASZYNY I NARZĘDZIA BUDOWLANE**

środki transportu poziomego (lokomotywy, szyny, wózki, taczki i t. p.),  
 dźwigi budowlane,  
 dźwigi osobowe,  
 kafary,  
 betoniarki i mieszarki do zapraw,  
 betoniarskie maszyny, formy i narzędzia,  
 wibratory,  
 bagry,  
 pompy,  
 kompresory,  
 drogowe maszyny,  
 motory elektryczne,

motory spalinowe,  
 motory parowe,  
 narzędzia ręczne,  
 miernicze przyrządy,

**WYKONAWSTWO ROBÓT**

budowlane przedsiębiorstwa ,  
 dróg budowa,  
 kolei budowa,  
 mostów budowa,  
 instal. sanitarnych przedsiębiorstwa,  
 ogrzewań centralnych przedsiębiorstwa,  
 elektrotechniczne przedsiębiorstwa,  
 melioracyjne przedsiębiorstwa,  
 konstrukcje żelazne,  
 spawanie,  
 ślusarskie warsztaty,  
 bronzownicze zakłady,  
 niklowanie i chromoniklowanie,  
 ogrodzenia,  
 stropy,  
 wiercenie studzien,  
 badanie gruntów,  
 palowanie,  
 fundamentowe roboty,  
 ziemne roboty ,  
 murarstwo,  
 ciesielstwo,  
 rusztowania,  
 dachowe konstrukcje,  
 krycie dachów  
 blacharstwo,  
 stolarszczyzna,  
 żaluzje,  
 zduństwo,  
 szklarstwo,  
 malarstwo,  
 brukarstwo,  
 domki gotowe,  
 osuszanie budowli,  
 kamieniarskie zakłady i obróbka kamieni,  
 sztukatorstwo,  
 wnętrz i sklepów urządzenia,  
 kominów budowa,  
 chłodni budowa,  
 młynów budowa,  
 piorunochronów budowa,  
 telefonów budowa,  
 stacyj benzynowych budowa ,  
 cegielni budowa,  
 kasy ogniotrwałe,  
 wyświetlanie rysunków,  
 introligatornie,  
 rysunkowe przybory,

**WOLNE ZAWODY**

architekci,  
 inżynierowie-konstruktorzy,  
 budowniczości,  
 inżynierowie-projekty instalacyj sanit. i ogrzewniczych,  
 mierniczowie,  
 technicy i rysownicy,

**CZASOPISMA BUDOWLANE.**

# CENY MATERIAŁÓW BUDOWLANYCH

Wskaźniki cen i kosztów 1928 = 100

	XII. 1936	I. 1937		I. 1937	II. 1937
Ceny mineral. mat. bud.	47.4	48.0	Koszty budowy	60.9	70.1
Ceny drewna obrobionego	50.7	52.4	Koszty utrzymania	63.8	65.3
Ceny żelaza	70.9	70.9			
Ceny mat. bud.	52.1	52.8			

## OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA RYNKU.

W stosunku do sytuacji scharakteryzowanej w poprzednim przeglądzie rynku zaszła pewna zasadnicza zmiana. Tendencja mocna na rynku utrzymuje się wprawdzie w dalszym ciągu (wybitnie wyżkowa na odcinku drewna i metali), jednakże miarodajne czynniki rządowe wyraźnie oświadczyły, iż wszelkimi rozporządzalnymi środkami będą przeciwdziałać nieuzasadnionej wyżce cen. Jesteśmy wprawdzie zdania, iż administracyjna reglamentacja cen na dłuższą metę nie jest skuteczna, sądzymy jednak, iż zimny tusz w momentach zbytznego podniecenia rynku wskutek błędnej oceny koniunktury może podzielać otrzewiająco, sprowadzając bieg spraw do bardziej spokojnego łożyska. Odnosi się to zarówno do wybuchów apetytów producentów jak i nadmiernych żądań robotników.

Rynek drewna pozostaje w dalszym ciągu pod wpływem mocnej tendencji rynków zagranicznych. W poprzednim zeszycie komunikowaliśmy, iż średnia wyżka cen w sprzedaży drewna okrągłego sosnowego wyniosła około 12,50 zł. na m<sup>3</sup>, co w przeliczeniu na m<sup>3</sup> tarcicy daje wyżkę cen drewna tartego około 20 zł. Zdaje się jednak, iż ostateczny poziom cen tarcicy będzie w sezonie bieżącym jeszcze wyższy. Polityka Lasów Państwowych zmierza do pełnego wykorzystania koniunktury światowej, a ta kształtuje się dla drewna pomyślnie. Ukończone dnia 23 lutego obrady londyńskie Konwencji Europejskich Eksporterów Drewna ustaliły, że już w tym okresie 55% całej kwoty ustalonej dla eksportu na rok 1937 zostało sprzedane po stale wyższych cenach. Charakterystycznym jest fakt, iż w tym czasie Polska miała najmniej wykorzystany przyznany jej kontyngent eksportowy, bo tylko w 25%, gdy Rosja sprzedała już 55% swego kontyngentu. Wobec stałej tendencji wyżkowej polskie drewno ma szanse uzyskania lepszych cen eksportowych. Na rynku wewnętrznym ceny tarcicy rosły i sprzedawcy nie bardzo kwapią się ze sprzedażami większych partii. Charakterystycznym jest tu wypadek z dostawami podkładów i tarcicy dla Min. Komunikacji. Większość dostawców, którzy się podjęli dostawy w roku ubiegłym, nie mogła ich wykonać wskutek kolosalnego wzrostu cen. Min. Kom. musiało zatem zgodzić się na podwyżkę cen. Odbyło się to w ten sposób, iż za ilości zaległe będzie zapłacona cena tegoroczna tym dostawcom, którzy podejmą się dostawy w roku bieżącym, z tym zastrzeżeniem, iż poszczególni kontrahenci zobowiążą się dostarczyć dalsze 80% ilości w stosunku do zaległości.

Taryfy wewnętrzne na przewóz drewna nie zostały podwyższone przy równoczesnym podwyższeniu tariff eksportowych.

Ceny metali na giełdzie londyńskiej w dalszym ciągu mocno wyżkują. Cynk osiągnął 11 marca kurs 37 funtów, co się równa 940 zł za tonnę metryczną, gdy jeszcze w sty-

czniu zeszłego roku cynk był notowany 369 zł za tonnę (wyżka 254%). Nie też dziwnego, że i u nas cena blachy cynkowej skacze z dnia na dzień. Ostatnie notowanie hutnicze 1100 zł za 1000 kg jest od zeszłorocznego (760 zł) o 45% wyższe. Ta wyżka ceny blachy cynkowej przy niewielkiej wyżce cen blachy ocynkowanej stwarza dla tej ostatniej duże możliwości konkurencyjne.

Duże zainteresowanie wzbudza sytuacja na rynku cegły. Wszyscy wiemy, że zapasy na cegielniach są minimalne. Tym bardziej niezrozumiałym jest, iż właśnie teraz w momencie najpotrzebniejszej taryfa wyjątkowa wh — 35 na przewóz cegły pełnej do Warszawy nie została przedłużona. Pociuszają nas tym, że w niedługim czasie zostanie ogłoszona ogólnie obowiązująca taryfa na pełną cegłę, stojącą mniej więcej na poziomie wyjątkowej taryfy wh — 35, ale równocześnie zostanie poważnie podniesiona taryfa na przewóz dziurawki i pustaków. Ta niepewność wywołuje dezorientację zarówno u konsumentów jak i producentów, którzy w momencie układania programu produkcji pozbawieni są najważniejszego elementu kalkulacyjnego.

Cena cementu, która była uprzednio ustalona na poziomie 3.70 zł za 100 kg została pod naciskiem rządu obniżona do 3.50 zł.

## CERAMIKA BUDOWLANA

Źródła notowań: producenci — Centrala sprzedaży wyr. kamionk., Częstoch. Zakł. Helman, Kawenczyn, Korwinów, Płaszowska Fab., Pomorskie Zakł., Pustelnik, Saturn, Witaszyce, Zakł. Ceg. J. Wienck; hurtownicy — Borowik, Dutlinger, Górn. Tow. Górn. Hutn., Guzowski.

Ceny za 1000 szt. fr. stacja załad. (dla Warszawy loco wagon stacja odbiorcza).

### Cegła

O k r ę g	Cegła pełna	dziurawka	licówka	troci-nówka	kanalizacyjna
loco wagon st. W-wa	56—58	48—51	—	59—65	
częstochowski	38	38	60	55	
krakowski	42	47—49			
pomorski	40	39			
poznański	40	35	60		55—60

### Pustaki

Akermana — 12 cm — 165, 15 cm — 180 do 190, 18 cm — 200 do 225, 20 cm — 220 do 245.  
Biplex — 170 — do 220.  
Förstera — 60 do 70.  
Kleina — 65.  
Kominkowe — 16 cm — 450, 23 cm — 650.

Pomorze — 185 do 256.  
 Ścienne płyty — 75.  
 Universal 2 — 80.  
 Wentylacyjne 13 cm — 200.  
 Westphala 15 cm — 140.

**Dachówki**

Karpiówka — 60 do 100.  
 Marsylska — 120 — 175.  
 Felcowa (ciągniona) — 84 do 110.

**Kafle**

Berlińskie — 600 do 1150.  
 Majolikowe — 500 — 900.  
 Kwadratale — 260 — 330.  
 Cegła szamotowa — 27 × 13 × 6 cm — 200,  
 25 × 12 × 6½ cm — 150.

**Kamionkowe rury**

Za 1 mb. fr. skład — śr. 15 cm — 8.00 do 8 60 zł,  
 śr. 20 cm — 11.00 zł.

**Klinkier budowlany.**

normalny 27 × 13 × 6 — 250, dziewiątka 20 × 13 × 6  
 — 200, połówka 13 × 13 × 6 — 160, wozówka 27 × 6 × 6  
 — 160, główka 13 × 6 × 6 — 100.

**Licówka do łupania.**

normalna 27 × 13 × (3 + 3) — 350, dziewiątka 20 ×  
 × 13 × (3 + 3) — 260, połówka 13 × 13 × (3 + 3) —  
 200, wozówka 27 × 6 × (3 + 3) — 220, główka 13 × 6 ×  
 (3 + 3) — 130.

**Podokienniki.**

proste krótkie — 380, długie — 470.

**Klinkier posadzkowy bramowy.**

gładki, ryflowany lub 4-działowy 16 × 16 × 3½ — 200.

**Terrakota**

1. st. załadowania:  
 za m<sup>2</sup> wymiaru 15 × 15 cm: żółte i czerwone — 15.75,  
 szare i brązowe — 16.45, białe — 17.75, czarne — 18.70,  
 niebieskie — 21.60,  
 za m. b. plintusów w powyższych kolorach: 3 90 — 4.65  
 — 4.65 — 5.10 — 6.00.

**DREWNO**

Notowania firmy Paged loco plac budowy w Warszawie  
 za 1 m<sup>3</sup>:

kantówka ciosana w dł. handl. — 56.  
 drzewo okr. na stemple — 37.  
 bale sosnowe dł. do 6 m kl. V — 76.  
 deski sosn. obrzyn. grub. 25 m/m — kl. VI — 67.  
 deski sosn. obrzyn. grub. 32 i 38 m/m — kl. VI — 71.  
 Deski podłogowe hebl. i szpunt. grub. 38 m/m:  
 kl. I — 165; kl. II — 149; kl. III — 128; kl. IV — 100;  
 kl. V — 84.  
 stolarka sosn. nieobryznana kl. I — 120 — 168  
 (ceny zal. od grubości) kl. II — 110 — 148  
 kl. III — 90 — 128

Notowania firm: Borowik, Dutlinger, Paged, Węgrowicz:  
 posadzka dębowa za 1 m<sup>2</sup> loco skład w Warszawie —  
 kl. I 8.25 — 8.50; kl. II — 7.25 — 7.50; kl. III — 6.25 —  
 6.50; tafle ozdobne — 22 — 40.

**INSTALACYJNE MATERIAŁY.**

Źródło notowań: Tow. Kontynentalne.  
 rury kanalizacyjne wg. cennika Nr. 4 — rabat 38%,  
 wanny wg. cennika Nr. 6 — rabat 23%, fajanse sanitarne  
 wg. cennika z r. 1935 — rabat 25%.

**IZOLACYJNE MATERIAŁY**

Notowania firmy Terebenthen loco Warszawa:  
 lepnik posadzkowy ..... zł 0.50 za kg  
 lepnik Nr. 900 do dachów papowych ..... „ 0.60 „ „  
 file gumolitowy najgrubszy Nr 80 biały „ 1.28 „ m<sup>2</sup>  
 file gumolitowy najgrubszy Nr 80 czarny „ 0.90 „ „  
 lepnik Nr 666 do izolacji fundamentów „ 1.20 „ kg  
 lepnik Nr 120 do umocowania dachówek .. „ 0.50 „ „  
 karbolineum prawdziwe żywiczne ..... „ 0.40 „ „  
 karbolineum zwykle brązowe ..... „ 0.25 „ „  
 karbolineum drzewne ciemne ..... „ 0.24 „ „

kit cicielski do fugowania ścian drewnia-  
 nych ..... „ 0.50 „ „  
 terpentyna w gatunku „B“ ..... „ 1.00 „ „  
 Firma Felzytyn i Trocal notuje za 1 kg l. st. Lubartów:  
 Trocal rzadki — 1.50, półgęsty i gęsty — 2.50.

**PRZYBORY PIECOWE**

Notowania firmy Ławacz loco Warszawa:  
 komplet piecowy (drzwiczki hermt. ruszt 5 kg,  
 rura żeliwna, 2 kg drutu) 15.45 zł.  
 komplet piecowy lżejszy 12.20 „  
 komplet kuchenny z piecykiem blaszanym, 3  
 płytami, 5 haczykami mos. i ramą 30.25 „  
 komplet kuchenny j. w. do kuchni typu Nr. 3 —  
 35.50 zł,  
 komplet kuchenny j. w. do kuchni typu Nr. 4 —  
 50.30 zł.

**STOLARSCZYŻNA.**

Notowania Starachowic za 1 m<sup>2</sup> fr. wagon st. Wąchock:  
 płyty drzwiowe surowe nieoszlifowane grub. 35 mm wym.  
 2.05 × 0.85 lub 0.75 lub 0.65 — 17.60 zł,  
 drzwi płytowe wym. 2.00 × 0.80 lub 0.70 lub 0.60 — 21 zł.  
 Wymiary anormalne o 10% drożej.

**SZKŁO**

Źródła notowań: T. Degenszajn, Kaczorek i Chęciński. —  
 Ceny l. Warszawa.  
 szkło lagrowe ¼ — 2  
 m/m przykrojone na miary  
 do 220 cm za 1 m<sup>2</sup> — 2.80 — 3.00 zł  
 szkło lagrowe ¾ — 3  
 m/m przykrojone na miary  
 do 220 cm „ „ — 7 „  
 szkłopra sowane 3 — 4 m/m „ „ — 9 — 10 „  
 szło drutowe 6 m/m „ „ — 15 — 17 „  
 szkło półustrzane „ „ — 20 „  
 kit pokostowy „ „ — 0.60 „  
 kit miniowy „ „ — 0.80 „  
 drut szklarski „ „ — 3.50 „

**MATERIAŁY WIĄŻĄCE I ZAPRAWY**

**Wapno**

Cena wapna za 100 kg loco st. wysył. — Kadzielnia —  
 2.75, Wapnorud — 2.10, Wapno i Kamieniołomy — 2.50  
 do 2.60.  
 Cement za 100 kg loco st. Łazy:

Źródła notowań: producenci — Szczakowa; hurtownicy  
 — Borownik, Cementpol, Dutlinger.  
 — 3.40 — 3.50 zł.

**Zaprawy do tynków szlachetnych**

Felzytyn i Skalenit — 10 — 13 zł/100 kg, inż. Z. Bia-  
 łącki — 12 — 20 zł/100 kg.

**Wyroby azbestowo - cementowe.**

Źródło notowań: — Eternit, Everitas.  
 Cena za 100 sztuk franco st. załad.: płyty płaskie 40 ×  
 × 40 cm — szare — 30, czerwone 36 — 40; płyty faliste  
 120 × 110 cm — szare 360 — 400, czerwone — 430 — 470.

**ŻELAZO I METALE**

**żelazo i stale specjalne**

Źródła notowań: Elibor, Glass, Graff.  
 Ceny zasadnicze żelaza i blachy czarnej przy dostawie  
 z huty za 1 t. loco wagon Chebzie:  
 1. żelazo handlowe, cena zasadnicza Zi. 232.—  
 2. „ dwuteowe i korytk. do Nr 24 włęczn. „ 232.—  
 3. żelazo dwuteowe i korytk. od Nr. 26 wzwwyż  
 cena zasad. „ 261.—  
 4. żelazo bednarskie, cena zasadnicza „ 284.—  
 5. blacha żel. wymiar grub. do poniżej 3 mm.  
 cena zasad. „ 358.—  
 6. blacha żel. wymiar grub. od 3 do poniż.  
 5 mm. cena zasad. „ 336.—  
 7. blacha żel. wymiar grub. od 5 mm wzwwyż  
 cena zasad. „ 291.—  
 Ceny zasanicze żelaza i blachy czarnej przy dostawie ze  
 składu w Warszawie za 1 t.:

1. żelazo handlowe, cena zasadnicza	Zł. 320.—
2. „ bednarskie cena zasadnicza	„ 375.—
3. blacha żel. grub. do poniżej 3 mm., cena zasadnicza	„ 470.—
4. blacha żel. grub. od 3 do poniżej 5 mm., cena zasadnicza	„ 440.—
5. blacha żel. grub. od 5 mm. wzwyż cena zasadnicza	„ 405.—

mniej 10% zniżki dekretowej i 6% rabatu.

Stal betonowa „Griffel” — cena zasadnicza przy dostawie ze składu w Warszawie — 352 zł za 1 t.

#### Metale

Źródła notowań: Gepner, Glass, Graff, Grün — ceny za

1 kg loco skład Warszawa:

blacha cynkowa 1.18 zł,

blacha ocynkowana 0.5 w ark. 1 × 2 m. — 0.87 zł.

Źródło notowań: Blacha Cynkowa.

Ceny za 1000 kg. blachy cynkowej parytet Chebzie:

dla hurtowników 1100 — 1120, dla odsprzedawców 1165,

dla konsumentów 1200, dla wojew. wschodnich 1065, dla inst. państwowych 1080.

Gwoździe i drut (P. zes. 1/1937).

#### GDYŃIA

cegła pełna za 1000 sztuk loco wagon Gdynia — 52 zł,

cegła pełna za 1000 sztuk loco plac budowy — 55 —

56 zł,

dziurawka za 1000 sztuk loco wagon Gdynia 46 zł,

pustaki Ackermanna 15 cm l. wag. Gdynia — 217 zł,

pustaki Westfala loco wag. Gdynia — 180 zł,

piasek za 1 m<sup>3</sup> loco budowa — 4 zł,

żwir za 1 m<sup>3</sup> loco budowa — 6 zł.

#### KATOWICE

Ceny loco cegielnia: cegła zwyczajna 37 — 43, dziurawka 45, kleinowska 85, Ackermanna 260.

Ceny loco wagon Katowice: żwir rzeczny 4.70 — 5.70 za tonę, piasek rzeczny 6.50 za tonę.

Cena loco budowa: piasek kopalny 4.00 — 4.50 za m<sup>3</sup>.

Ceny loco skład: żelazo betonowe cena zas. 275 zł za tonę, żelazo profilowe do Nr 24 cena zas. 285 zł za tonę, ponad Nr. 24 — 335 zł, papa smołowcowa za rulon 7 m<sup>2</sup> — Nr 80 — 5.25, Nr 100 — 4.15, Nr 150 — 3.15, Nr 200 — 2.75.

#### ŁÓDŹ

Ceny w zł loco budowa przy płatności gotówką:

cegła zwyczajna — 45 — 48, cegła dziurawka — 62 — 65,

żwir (pospółka za 1 m<sup>3</sup> — 4.50 do 5.00, żwir do żelbetu za 1 m<sup>3</sup> — 8, piasek do murowania 1 m<sup>3</sup> — 3 do 3.50.

#### WARSZAWA

Sytuacja na rynku żwirowym i piaskowym na Wiśle jeszcze nie jest wyjaśniona. Tereny na Wybrzeżu Kościuszkowskim dotąd nie zostały przydzielone, wobec czego nie można jeszcze podać cen konkretnych na bieżący sezon. Obecny stan wysokich wód na Wiśle i powolne spływanie lodów potrwa do końca marca i wtedy dopiero będzie można przystąpić do pracy na Wiśle.

Ceny cegły wskutek nieprzedłużenia taryfy wyjątkowej wh. — 35 mają tendencję wyżkową. W cegielniach zapasy cegły szesiorocznej są niewielkie.

Fabryka inż. S. Radziwińskiego notuje nast. ceny za wyroby betonowe loco budowa w Warszawie za m<sup>2</sup>:

płytki cementowe 20 × 20 lub 15 × 15 cm — szare —

— 5.30, czerwone — 5.90, czarne — 6.00, białe — 7.40,

płytki lastricowe 20 × 20 — z marmuru kraj. — 8.60,

z marmuru zagr. — 10.00.

płytki na elewację 20 × 20 lub 27 × 13 — 5.00.

## USTAWODAWSTWO I ORZECZNICTWO

### ROZPORZĄDZENIE O DOSTAWACH I ROBOTACH.

I. L.) Ukazało się wreszcie (Dz. Ust. Nr 13, poz. 92) rozporządzenie Rady Ministrów do ustawy o dostawach i robotach z r. 1933. Czytelnikom naszym znane są długotrwałe perypetie, które zdawałoby się bez końca przeciągały moment narodzin tego rozporządzenia, bez którego sama ustawa o charakterze ramowym pozostawała właściwie niewykonalną. Nie trzeba chyba na tym miejscu podkreślać, jakie znaczenia ma dla organizacji i normalnego funkcjonowania przemysłu budowlanego to rozporządzenie, które reguluje sposób zlecania robót przez instytucje prawa publicznego<sup>1)</sup>.

W dalszym ciągu poddamy analizie poszczególne przepisy tego rozporządzenia, oświetlając narazie tylko powstały stan faktyczny.

#### Zakres działania rozporządzenia.

Rozporządzenia stosuje się do dostaw i robót na rzecz:

- 1) Skarbu Państwa,
- 2) samorządu terytorialnego,
- 3) instytucyj ubez. społecznych,
- 4) Poczta, Telegraf i Telefon,
- 5) Polskie Koleje Państwowe,
- 6) Zakłady i fundusze zarządzane przez Państwo.

<sup>1)</sup> Temat przetargowy poruszaliśmy ostatnio obszerniej w nast. opracowaniach: Memoriał Stow. Zaw. Przem. Bud. R. P. w sprawie przetargów na roboty bud. — r. 1935, — 176 str. S. Pronaszko. — Jeszcze raz kwestia przetargowa — r. 1935, — 23 5str. I. Luft — Przetarg — targ — hazard — absurd — r. 1935, — 175 str. I. Luft — Procedura zlecenia robót — r. 1936 — str. 183.

W y ł ą c z o n e s ą z p o d d z i a ł a n i a r o z p o r z ą d z e n i a :

- a) monopole państwowe,
- b) przedsiębiorstwa państwowe posiadające samoistną osobowość prawną,
- c) Lasy Państwowe (dla których Rada Ministrów wyda oddzielne rozporządzenie).

#### Prawo do otrzymania zamówień na dostawę lub robotę.

Z a m ó w i e n i e m o ż e b y ć u d z i e l o n e o s o b o m w y k a z u j ą c y m s i ę :

- a) w zakresie przemysłu i handlu świadectwem przemysłowym;
- b) w zakresie wolnych zajęć zawodowych inżynierów i innych techników kwalifikacjami, wymaganymi przez przepisy, normujące prawo wykonywania w tym zakresie specjalnych prac;
- c) w zakresie rzemiosła — kartą rzemieślniczą;
- d) ponadto wszyscy z wyjątkiem organizacji rzemieślniczych o charakterze zarobkowym powinni się wykazać co najmniej jednoroczną egzystencją gospodarczą.

Z tych przepisów niejasny jest przepis wymieniony pod b), gdyż nie wiadomo, czy w praktyce nie zmierza on do tego, by roboty budowlane mogły być powierzone tylko osobom, które posiadają uprawnienia przewidziane w prawie budowlanym.

Natomiast nie wolno udzielać zamówień:

- 1) osobom skazanym lub przeciw którym toczy się postępowanie karno-sądowe, za przekupstwo w związku z dostawami, albo za przestępstwo przeciwko bezpieczeństwu Państwa lub z chęci zysku;
- 2) osobom, które chociażby jednego z uprzednio powie-



rzonych zamówień nie wykonały z własnej winy albo wykonały je w sposób niesumienny (po upływie 3 lat ta dyskryminacja ustaje);

- 3) osobom, którym udowodniono, że brały lub płaciły odstępnę za cofnięcie oferty;
- 4) osobom, którym ogłoszono upadłość lub otwarto postępowanie układowe;
- 5) byłym urzędnikom danej instytucji w ciągu trzech lat od dnia rozwiązania stosunku służbowego. Również w tym samym okresie nie wolno byłym urzędnikom, jako członkom zarządu albo rady nadzorczej firmy, brać udziału w czynnościach związanych z uzyskaniem zamówienia, z zawarciem umowy oraz jej wykonaniem dla urzędów, w których pełnili służbę.

Na odwrót nie mogą brać udziału w komisjach przetargowych i być powołani na biegłych osoby:

- 1) które z oferentem (jego członkiem zarządu lub rad nadzorczych) są spokrewnieni do drugiego stopnia;
- 2) które są zainteresowane materialnie w przedsiębiorstwie oferującym;
- 3) które są lub były w ciągu ostatnich trzech lat pracownikami lub przedstawicielami oferenta.

#### Kto wydaje szczegółowe przepisy o dostawach i robotach.

Szczegółowe przepisy o dostawach i robotach dla podległych im działów administracji państwowej oraz instytucji, będących pod ich nadzorem, wydają właściwi ministrowie jednak zawsze w porozumieniu z Ministrami Przemysłu i Handlu oraz Skarbu (w szczególności dla administracji ogólnej i samorządu terytorialnego Minister Spraw Wewnętrznych). Ważnym jest ten przepis, gdyż zapewnia on zawsze wpływ czynników powołanych dla dbania o szerszy interes ogólny na układanie tych przepisów szczegółowych.

#### Przetargi.

Przetargi muszą być ogłaszane co najmniej na 10 dni przed terminem odbycia przetargu i to:

- 1) dla obiektów do 50.000 zł w jednym piśmie fachowym lub poczytnym ogólnym;
- 2) dla obiektów od 50.000 zł ponadto w Monitorze;
- 3) dla obiektów ponad 500.000 zł, ponadto jeszcze przynajmniej w dwóch dziennikach stołecznych.

W wezwaniu do składaniu ofert oprócz szeregu normalnych danych należy podać:

- 1) dokładne oznaczenie czasu, przez który obowiązuje oferta;
- 2) czy należy do niej za wykonaną i przyjętą dostawę lub robotę będzie wypłacana najpóźniej w ciągu 21 dni, licząc od dnia złożenia rachunków, czy będzie regulowana odmiennie.

Te dwa przepisy do procedury przetargowej wprowadzają obowiązek podania bardzo ważnych ścisłych terminów: ważności oferty a zatem i rozstrzygnięcia przetargu i opłacania rachunków, przy czym z reguły ten termin liczyć się ma od daty złożenia rachunków. Niestety ten termin jest podany w formie fakultatywnej i poza tym z rozporządzenia został usunięty jedynie w tym wypadku skutecznego rygor opłacania procentów za niedotrzymanie terminu płatności rachunku.

Urząd może zażądać od oferentów złożenia bilansu za ostatni rok. Jak długo jednak niema ściśle ustalonej formy bilansów dla przedsiębiorstw budowlanych i kontroli ich przez rzeczoznawców branżo-

wych, bilanse bywają często nieczytelne lub tendencyjnie zabarwione.

Formy i sposób składania wadium określi Minister Skarbu w porozumieniu z Min. Przem. i Handlu, przy czym ma on możliwość określić również przepadki częściowego lub całkowitego zwolnienia od wadium.

Z niezrozumiałych powodów w rozporządzeniu znalazł się przepis, iż koperty z ofertami winny być bezimiennymi. Jest to maskarada niepotrzebna, a w wypadku przesyłania oferty pocztą zgola niewykonalna.

#### Rozstrzygnięcie przetargu.

Z ofert nadających się do rozpatrzenia władza, urząd lub zarząd wybiera ofertę, biorąc pod uwagę całość warunków zgłoszonych przez oferentów, jakość oferowanych przedmiotów lub roboty, jako też solidność i pewność oferentów oraz ich uzdolnienie i techniczne przygotowanie do wykonania dostawy lub roboty, wreszcie ich zasoby finansowe. Przez solidność należy rozumieć również wywiązywanie się oferentów ze zobowiązań wobec swoich pracowników. Wybór oferty powinien być pisemnie umotywowany.

Jeżeli władza, urząd lub zarząd ogłaszający przetarg nie zna oferenta z poprzednio wykonanych dostaw lub robót, wówczas przed powzięciem decyzji powinna zebrać możliwe wyczerpujące wiadomości o uzdolnieniu oferenta do wykonania dostawy lub roboty i o jego sumiennosci i solidności.

Po przetargu, urząd ogłaszający przetarg nie może ani przeprowadzać dodatkowych ustnych przetargów, ani żądać obniżenia ceny.

Ten przepis, który kładzie koniec bezsensownej i niemożliwej procedurze ustnych targów został niestety znacznie osłabiony następującym dodatkiem:

W wypadkach szczególnych gdy wynik przetargu jest niezadowolający lub gdy sumy ogólne ofert na roboty są wyższe od sumy kosztorysu urzędowego, może być zarządzone przeprowadzenie dodatkowego przetargu ustnego lub pisemnego pomiędzy co najmniej 2 wybranymi oferentami, którzy zaofiarowali najdogodniejsze warunki. Odnośna decyzja powinna być rzeczowo uzasadniona.

Rozstrzygnięcie przetargu musi nastąpić przed upływem ważności oferty i o tym należy zawiadomić zarówno tego, który się utrzymał jak i innych oferentów, podając im nazwiska tych, których oferty przyjęto. Przepis ten jest słuszny, gdyż stwarza przymus jawności procedury przetargowej.

Do przetargu ograniczonego należy wezwać co najmniej 5 osób.

Przetargi ograniczone i nieograniczone są nieważne, gdy nie ma przynajmniej dwóch ważnych ofert.

#### Warunki umowne.

Obok innych znanych warunków umownych na podkreślenie zasługują następujące przepisy:

- 1) niedozwolone jest bez zgody urzędu odstąpienie robot innym osobom ani też cedowanie należności;
- 2) kara za niedotrzymanie umowy nie może być niższa niż 3% ani też wyższa niż 15% wartości robót, o ile rzeczywiste szkody nie są wyższe;
- 3) kara za niedotrzymanie terminów nie może przekraczać za każdy dzień zwłoki

z wyłączenie niedziel i świąt 0.4% wartości niewykonanych robót lub 0.1% wartości całej dostawy, jeżeli niewykonanie części uniemożliwia wykorzystanie całości;

- 4) władza może bądź przedłużyć termin, bądź umorzyć karę, jeżeli nie ponosi straty z powodu niedotrzymania terminu.

Należność za wykonaną i przyjętą część lub całą dostawę lub robotę należą wypłacać dostawcom lub przedsiębiorcom na podstawie sprawdzonych i przyjętych rachunków, jeżeli nie umówiono innego terminu płatności najpóźniej w ciągu 21 dni, licząc od

dnia złożenia rachunków, sporządzonych na podstawie przyjęcia dostawy lub roboty.

Wydawanie zaliczek przed rozpoczęciem dostawy lub roboty w zasadzie jest niedopuszczalne. Wyjątkowo zaliczki mogą być przewidziane w umowach i udzielane jedynie za zezwoleniem instancji wyższej lub władzy nadzorczej tego urzędu, władzy lub zarządu, który udzielił zamówienia na dostawę lub robotę.

**Termin wejścia w życie rozporządzenia.**

Rozporządzenie wchodzi w życie 26 sierpnia 1937 i z tym terminem tracą moc wszelkie dotychczasowe przepisy w tym zakresie. Zachowują one moc tylko dla robót, na które umowy zawarto przed 26 sierpnia 1937.

## WYKAZY ZATWIERDZONYCH BUDOWLI

### WARSZAWA.

(Dane za czas od 1-31/I-37 — ciąg dalszy).

90. D. m., 5 p. — 6700 m<sup>3</sup> — ul. Żelazna 74 — wł.: E. Fejgenbaum i S-ka, W-wa, Ś-to Jerska 34, tel. 11.84-16 — pr. i k.: inż.-bud. W. Witwicki, W-wa, Al. 3-go Maja 2, tel. 2.36-14 — wyk.: vacat.

91. Bud. fabr. (kotłownia III-a) — 21154 m<sup>3</sup> — ul. Leszczyńska 1 — wł.: Elektr. Miejska m. st. Warszawy, tel. 6.79-70 (W. inwest.) — pr. i k.: inż.-arch. T. Łapiński, W-wa, Ludna 9-a, tel. 9.64-62 — wyk.: konstruk. — Tow. Akc. Zieloniewski — Fitzner — Gamper — rob. palowe i fundam. — vacat.

92. Bud. gosp. (garaż) — 300 m<sup>3</sup> — ul. Żelazna 95 — wł.: Zarząd Miejski m. st. Warszawy — pr. i k.: inż.-arch. Z. Malinowski, W-wa, Targowa 14 — wyk.: Przeds. bud. inż. S. Czerwonko, W-wa, Filtrowa 59, tel. 9.62-15.

93. Nadb., 3 i 5 p. — 3600 m<sup>3</sup> — ul. Kamionkowska 22 — wł.: F-ma Polsk. Zakł. Opt., W-wa, Grochowska 35, tel. 5.44-40 — pr. i k.: inż. B. Rogaczewski, W-wa, Al. Ujazdowska 32, tel. 9.16-40 — wyk.: Biuro techn.-bud. inż. B. Rogaczewski i St. Szulakiewicz, W-wa, Nowy Świat 34, tel. 2.00-82.

94. D. m., 1 p. — 900 m<sup>3</sup> — ul. Bolecha hip. 10819 — wł.: małż. Losiakowsky, W-wa, Mokotowska 16, tel. 8.16-34 — pr.: inż.-bud. W. Krassowski, W-wa, Nowogrodzka 7, tel. 9.61-75 — k. i wyk.: vacat.

95. D. m. 1 p. — 900 m<sup>3</sup> — ul. Obozowa hip. 11273 — wł.: M. Mleczkova — pr.: inż.-bud. W. Krassowski, W-wa, Nowogrodzka 7, tel. 9.61-75 — k. i wyk.: vacat.

96. Dobud. — 400 m<sup>3</sup> — ul. Gombińska 9 — wł.: St. Gallas, W-wa, Gombińska 9 — pr. i k.: bud. A. Paruszewski, W-wa, Poznańska 17 — wyk.: sp. gosp.

97. D. m., 1 p. — 2200 m<sup>3</sup> — ul. Łotewska 12/14 — wł.: C. Dolińska, W-wa, Łotewska 12/14 — pr. i k.: inż. dr. i most. Z. Protaszewicz, W-wa, Naruszewicza 15, tel. 9.29-10 — wyk.: Przeds. bud. St. Woyda, W-wa, Strzelecka 44.

98. Nadb. — 1200 m<sup>3</sup> — ul. Orla 4 — wł.: I. Flanreich, W-wa, Orla 4, tel. 6.94-89 — pr. i k.: inż.-arch. S. Piątko, W-wa, Elekoralna 26, tel. 5.35-47. — wyk.: sp. pług.

99. D. m. i fabr. — 1400 m<sup>3</sup> — ul. Grajewska hip. 3467 — wł.: W. Trębicki, W-wa, J. Sierakowskiego 9/16, tel. 10.29-94 — pr. i k.: inż.-bud. L. Stodolski, W-wa, Zielna 5, tel. 2.16-33 — wyk.: vacat.

100. D. m., 3 p. — 4000 m<sup>3</sup> — ul. Grochowska 96-a — wł.: Sz. Jaroszewski, W-wa, Grochowska 11, tel. 10.21-43 — pr., k. i wyk.: inż. dr. i most. Z. Przedpełski, W-wa, Bracka 13, tel. 9.23-60.

### WARSZAWA.

(Dane za czas od 4/II do 25/II — 1937 r.).

101. D. m., 3 p. — 5035 m<sup>3</sup> — ul. Białobrzaska 19 — wł.: A. Madejski, W-wa, Tarczyńska 17 — pr. i k.: inż.-arch. L. Kario, W-wa, Złota 28, tel. 5.02-20 — wyk.: vacat.

102. Nadb., 2 i 3 p-er — 1050 m<sup>3</sup> — ul. Chłodna 60 — wł.: Sz. Wagner, W-wa, Chłodna 60, tel. 6.14-17 — pr. i k.: inż.-cyw. W. Zeligson, W-wa, Złota 38, tel. 2.58-82 — wyk.: sp. pług. (m. mur. L. Szyszko, W-wa, N. Zjazd 4).

103. D. m., 3 p. (zam.) — 9000 m<sup>3</sup> — ul. Idzikowskiego r. Zagórnej — wł.: J. Gesundheit i Binenfeld, W-wa, Solna 16, tel. 11.06-10 — pr. i k.: inż.-arch. E. Herstein, W-wa, Ś-to Jerska 28, tel. 12.20-89 — wyk.: vacat.

104. D. m., 3 p. — 5000 m<sup>3</sup> — ul. Karolkowa 78 — wł.: R. Cymerman i Wermus, W-wa, Pawia 22, tel. 11.97-24 — pr. i k.: inż.-owie arch. W. Reis, W-wa, Złota 36, tel. 5.04-59 i W. Zeligson, W-wa, Złota 38, tel. 2.58-82 — wyk.: sp. pług. (m. mur. Fr. Tomaszewski, Wołomin, willa „Sławek”).

105. D. m., 1 p. — 1500 m<sup>3</sup> — ul. Goszczyńskiego 3 — wł.: małż. Goszczyńscy, W-wa, Rakowiecka 1/3, tel. 9.95-89 — pr. i k.: bud. J. Juszczyk, W-wa, Wójnicka 2, tel. 10.20-98 — wyk.: vacat.

106. D. m., 1 p. — 1253 m<sup>3</sup> — ul. Lusińska 58 — wł.: J. Dudek, W-wa, Lusińska 58 — pr. i k.: inż. T. Dokowski, W-wa, Sosnowa 9 — wyk.: sp. pług.

107. Bud. fabr. — 400 m<sup>3</sup> — ul. Św. Wincentego 84 — wł.: J. Selwon, W-wa, Św. Wincentego 84, tel. 10.17-95 — pr. i k.: inż.-arch. H. Quandt, Gołębki p/W-wą — wyk.: vacat.

108. D. m., 3 p. — 4600 m<sup>3</sup> — ul. Grochowska dz. 1 — wł.: I. Fajnsztejn, W-wa, Leszno 77, tel. 11.23-68 — pr. i k.: inż.-arch. J. Kranz, W-wa, Ś-to Jerska 11a, tel. 11.75-04 — wyk.: sp. pług. (m. mur. K. Jakubowski, W-wa, Belwederska 28/30).

109. D. m., 2 p. — 1500 m<sup>3</sup> — ul. Francuska 25 — wł.: O. Guterkunst, W-wa, Radna 12, tel. 3.04-80 — pr. i k.: inż.-arch. A. Inatowicz - Łubiański, W-wa, Wilcza 60, tel. 7.14-20 — wyk.: vacat.

110. D. m., 3 p. — 2000 m<sup>3</sup> — ul. Smoleńska 82 — wł.: P. Kurowski, Rembertów — pr. i k.: bud-owie A. Paruszewski, W-wa, Poznańska 17 i J. Bozdawko, W-wa, Radzymińska 53, tel. 10.16-60 — wyk.: vacat.

111. D. m., 2 p. — 1200 m<sup>3</sup> — ul. Nieświecka 41 — wł.: A. Karpiński, Mińsk Mazowiecki — pr. i k.: bud-owie A. Paruszewski, W-wa, Poznańska 17 i J. Bozdawko, W-wa, Radzymińska 53, tel. 10.16-60 — wyk.: vacat.

112. D. m., part. dr. obm. — 800 m<sup>3</sup> — ul. Kompasowa dz. 14 — wł.: J. Żukowski, W-wa, Grochowska 77 — pr. i k.: inż.-arch. J. Idzikowski, W-wa, Al. 3-go Maja 2, tel. 5.99-92 — wyk.: vacat.

113. D. m., 1 p. — 1350 m<sup>3</sup> — ul. Trembowelska 26 — wł.: F. Dziegielewski, W-wa, Obozna 5 — pr. i k.: inż.-arch. E. Straus, W-wa, Miniszewska 36, tel. 10.29-51 — wyk.: vacat.

114. D. m., 1 p. — 1400 m<sup>3</sup> — ul. Kołaczkowskiego 14 — wł.: J. Frajtak, W-wa, Kołaczkowskiego 14 — pr. i k.: inż.-arch. E. Straus, W-wa, Miniszewska 36, tel. 10.29-51 — wyk.: sp. pług. (m. mur. F. Malczyk, W-wa, Ossowska 20).

115. D. m., 1 p. — 1400 m<sup>3</sup> — ul. Znicza r. Zamienieckiej — wł.: F. Heller, W-wa, Żukowska 22, tel. 10.34-34 — pr. i k.: bud. S. Osterman, W-wa, Królewska 8, tel. 2.03-54 — wyk.: vacat.

116. D. m., 4 p. — 13280 m<sup>3</sup> — ul. Litewska 10 — wł.: L. i E. Kurnatowscy, W-wa, 6-go Sierpnia 12, tel. 7.16-23 — pr. i k.: inż.-arch. M. Chełmiński, W-wa, Hoża 15, tel. 9.43-59 — wyk.: Przeds. bud. L. Kurnatowski, W-wa, 6-go Sierpnia 12, tel. 7.16-23.
117. D. m., 2 p. — 2400 m<sup>3</sup> — ul. Kamionkowska 7 — wł.: A. Stolarski, W-wa, Kamionkowska 7 — pr. i k.: bud. E. Relic, W-wa, Styki 27, tel. 10.11-99 — wyk.: sp. pług.
118. D. m., 3 p. — 3600 m<sup>3</sup> — ul. Puławska 142 — wł.: Fr. Pawłowski, W-wa, Woronicza 4 — pr. inż.-arch. J. Idzikowski, W-wa, Al. 3-go Maja 2, tel. 5.99-92 — k. i wyk.: vacat.
119. D. m., 3 p. — 2680 m<sup>3</sup> — ul. Willowa 13 — wł.: S. Jabłoński, W-wa, Puławska 41 — pr. inż.-arch. E. Fryzen-dorf, W-wa, Willowa 11 — k. i wyk.: vacat.
120. Dobud. — 800 m<sup>3</sup> — ul. Barkocińska 6 — wł.: M. Rozenblitt i Gurfinkel, W-wa, Karmelicka 18, tel. 11.99-97 — pr. i k.: arch. dypl. K. Liernacki, W-wa, Filtrowa 65, tel. 9.56-27 — wyk.: Przeds. bud. J. Żelazny, W-wa, Długa 10/12.
121. D. m., 3 p. — 2500 m<sup>3</sup> — ul. Wolska 199 — wł.: B. Borsuk i Fileman, W-wa, Wolska 197 — pr. i k.: inż.-arch. S. Pianko, W-wa, Elekoralna 26, tel. 5.35-47 — wyk.: vacat.
122. D. m., 1 p. ofic. — 1270 m<sup>3</sup> — ul. Kawcza 33 — wł.: młż. Komoń, W-wa, Kawcza 33 — pr. i k.: inż.-arch. H. Baruch, W-wa, Złota 75, tel. 2.81-21 — wyk.: vacat.
123. D. m., 1 p. — 1100 m<sup>3</sup> — ul. Felińskiego 32 — wł.: M. Jacek, W-wa, Lwowska 4 — pr. i k.: bud. K. Kozłowski, W-wa, Szustra 7, tel. 9.58-51 — wyk.: sp. pług.
124. D. m., 1 p. — 660 m<sup>3</sup> — ul. Kąkolewska (m. ogr. Czerniaków) — wł.: kpt. J. Kostka, W-wa, ul. 11-go Listopada, D. A. K. — pr. i k.: inż. dr. i most. Z. Łuczak i J. Zannusi, W-wa, Szustra 34, tel. 7.20-29 — wyk.: Przeds. rob. bud. „Ruch Budowlany”, W-wa, Strzelecka 44, tel. 2.24-08.
125. D. m., 1 p. — 1650 m<sup>3</sup> — ul. Okrężna dz. 8 — wł.: E. Hryniewiecki, W-wa, Wilanowska 18 — pr. i k.: inż.-owie-arch. Z. Celarski, W-wa, Krechowiecka 3 i L. Kar-czewski, W-wa, Berneńska 2 — wyk.: vacat.
126. D. m., 2 p. — 7300 m<sup>3</sup> — ul. Naczelnikowska r. Birżańskiej — wł.: M. Binenfeld, W-wa, Jagiellońska 36, tel. 10.37-23 — pr. i k.: inż.-arch. H. Baruch, W-wa, Złota 75, tel. 2.81-21 — wyk.: vacat.
127. D. m., 1 p. — 860 m<sup>3</sup> — ul. Szregera dz. 22 — wł.: J. Sienkiewicz, W-wa, ul. Marymoncka 5 — pr. i k.: bud. H. Bubiec, W-wa, Marymoncka 3a — wyk.: sp. pług. (m. mur. St. Dudzic, W-wa, Krochmalna 90, m. ciesz. Wł. Kalinowski).
128. D. m., 1 p. 860 m<sup>3</sup> — ul. Szregera dz. 23 — wł.: młż. Wołodarscy, W-wa, Inżynierska 6 — pr. k. i wyk.: patrz wyżej poz. 127.
129. D. m., 1 p. — 860 m<sup>3</sup> — ul. Szregera dz. 21 — wł.; p. i k.: inż.-arch. M. Wroczyńska, W-wa, Śniadeckich 14, tel. 8.90-72 — wyk.: vacat.
130. D. m., 1 p. (zam.) — 1650 m<sup>3</sup> — Felińskiego hip. 11390 — wł.: W. Żbikowski, W-wa, Ś-to Krzyska 12, pr. i k.: inż.-arch. B. Serkowski, W-wa, Akacjowa 6, tel. 7.09-30 i Z. Konrad, W-wa, Gruzińska 6, tel. 10.29-69 — wyk.: inż. W. Chyrosz, W-wa, Włodarzewska 17, tel. 9.23-22.
131. D. m., 3 p. — 1170 m<sup>3</sup> — ul. Leszno 123 — wł.: A. Bakalarz i Sp., W-wa, Długa 29, tel. 11.58-99 — pr.: bud. H. Czecharowski, W-wa, Koszykowa 33, tel. 9.81-69 — k. i wyk.: vacat.
132. D. m., 2 p., ofic. — 2000 m<sup>3</sup> — ul. Opaczewska 24 — wł.: S. i J. Wiewiór, W-wa, Opaczewska 24 — pr. i k.: inż.-bud. M. Szpikowski, W-wa, Długa 26, tel. 11.89-07 — wyk.: sp. pług.
133. D. m., part. — 800 m<sup>3</sup> — ul. Gniewkowska 11 — wł.: A. Frejłak — pr. i k.: bud. E. Szytkiel, W-wa, Odyńca 13, tel. 9.74-02 — k. i wyk.: vacat.
134. D. m., 1 p. — 800 m<sup>3</sup> — ul. Chryst. Paska 17 — wł.: młż. Zielińscy, W-wa, Niska 8 — pr. i k.: bud. F. Sztompke, Wołomin, Warszawska 4, tel. 24 — wyk.: vacat.
135. Przeb. i nadb. — 10000 m<sup>3</sup> — ul. Chłodna 48 — wł.: J. i A. Referowscy, W-wa, Lwowska 17, tel. 8.44-00 — pr. i k.: inż.-arch. J. Referowski, W-wa, Lwowska 17, tel. 8.44-00 — wyk.: vacat.
136. D. m., 1 p. — 840 m<sup>3</sup> — ul. Dźwigni dz. 22 — wł.: St. Walczak, Wawer, kol. Wygoda — pr. i k.: bud. J. Świech, Falenica, ul. Spokojna 15 — wyk.: vacat.
137. Bud. fabr., part. — 200 m<sup>3</sup> — ul. Koźia 3/5 — wł.: Wyd. „Polska Zbrojna”, W-wa, tel. 11.02-48 — pr. i k.: inż.-arch. M. Chełmiński, W-wa, Hoża 15, tel. 9.43-59 — wyk.: Przedsięb. bud. S. Czuprykowski, W-wa, Bednarska 6, tel. 2.28-74.
138. D. m., 1 p. — 1000 m<sup>3</sup> — ul. Swarzewska dz. 147 — wł.: K. Kloc, W-wa, Al. Wojska Polskiego 31 — pr.: typ. B. G. K. — k.: inż.-arch. M. Zaczekiewicz, W-wa, Al. W. Polskiego 29, tel. 12.71-51 — wyk.: vacat.
139. D. m., 1 p. — 1000 m<sup>3</sup> — ul. Swarzewska dz. 148 — wł.: mjr. Bednarczyk, W-wa, Wilanowska 14 — pr., k. i wyk.: patrz wyżej poz. 133.
140. D. m., 2 p. — 1800 m<sup>3</sup> — ul. Pastelnicka hip. 2207 — wł.: Jurkowski i Daszkiewicz, W-wa, Pl. Kaz. Wielkiego 7/7 — pr. i k.: inż.-arch. H. Douglas, W-wa, Bałuc-kiego 35, tel. 8.20-35 — k.: inż.-bud. A. Chodakowski, W-wa, Nowy Świat 30, tel. 6.16-17 — wyk.: sp. pług.
141. D. m., 2 p. — 1100 m<sup>3</sup> — ul. Czarnieckiego 1 — wł.: G. Piekarniak, W-wa, Czarnieckiego 1 — pr. i k.: inż.-bud. A. Chodakowski, W-wa, Nowy Świat 30, tel. 6.16-17 — wyk.: vacat.

## Z REJESTRU FIRM

### WARSZAWA.

B. 10.421. „Wspólnota Inżynieryjno-Budowlana, Spółka Akcyjna” w Warszawie, Czackiego 12. Wykonywanie na terenie Rzeczypospolitej Polskiej wszelkich robót, wchodzących w zakres budownictwa oraz prowadzenie przemysłu i handlu pokrewnego. Kapitał zakładowy 250.000 złotych. Na poczet kapitału zakładowego wpłacono 62.500 złotych. Zarząd: Jakób Fajnsztejn, Jan Odechowski, Markus Fajnsztejn. Sewerynowi Fajnsztejnowi udzielono łącznej prokury. Dotychczasowe brzmienie frimy: „Towarzystwo Inżynieryjno-Budowlane „Budopol”, Spółka Akcyjna w Gdyni”. 9.XII-36.

B. 5954. „Krajowe Towarzystwo Inżynieryjne, spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Lokal firmy przy ul. Freta 44 m. 8 u Maccioja Kasperowicza. Likwidatorem jest Maccioj Kasperowicz. Otwarto likwidując spółki. 15.XII-36.

B. 9093. „Przedsiębiorstwo Budowy i Dostaw „Peel” spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Stanisław Pa-cych z zarządu ustąpił. Zarząd stanowi Stefan Ludwiński. 5.XII-36.

B. 9996. „Przedsiębiorstwo Budowy „Frascati” spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Lokal spółki przy ulicy Szarej 14 m. 37.

16.XII-36.

A. XLIV 265. „Biuro Techniczne - Instalacyjne „Ogrzew-nictwo” D. Indan” w Warszawie, ul. Szustra 14. Instalacja ogrzewania centralnego, kanalizacji wodociągów, Donat Indan.

23.X-36.

### GDYNIA.

Do rejestru handlowego, dział B. Nr. 106 przy firmie: **Isuro Budowlane F. Skąpski i S-ka, Inżynierowie, Spółka Akcyjna** w Gdyni, 30 stycznia 1937 dopisano: Zwinięto od-dział spółki w Warszawie.

Do rejestru handlowego, dział B. Nr. 271 przy firmie: **Pomorska Hurtownia Budowlana, Spółka z ograniczoną od-powiedzialnością** w Gdyni, 11 lutego 1937 dopisano: Uchwa-łą zgromadzenia spółników z 31 grudnia 1936 spółkę roz-wiązano. Gustawa Karlsbada ustanowiono likwidatorem spółki.

Do rejestru handlowego, dział B. Nr. 140 przy firmie: **Biuro Architektoniczne Włodzimierz Prochaska, Tadeusz Jędrzejewski, inż. Architekt, Spółka z ograniczoną poręką**, 30 stycznia 1937 dopisano: Uchwałą zgromadzenia spółników z 23 listopada 1936 spółkę rozwiązano. Włodzimierza Prochaskę ustanowiono likwidatorem spółki.

### LWÓW.

6 lutego 1937 wykreślono z rejestru A. 2099 firmę: **Inż. M. Kogut i inż. arch. J. Tisch** upoważnieni budowniczymi we Lwowie z powodu utraty charakteru przedsiębiorstwa w większym rozmiarze.

### ŁÓDŹ.

Nr. 1783/B. „**Biuro Architektoniczno-Budowlane inżynier Fajn i Spółka**, spółka z ograniczoną odpowiedzialnością”. Sporządzanie kosztorysów budowlanych, projektowanie i wykonywanie robót budowlanych. Łódź, ul. Andrzeja Nr. 27-a. Kapitał zakładowy całkowicie wpłacony wynosi 10.000 złotych. Zarząd stanowią: Majer vel Marek Fajn, inż. Dow Fajn i Rywin Fajn. Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością zawarta na mocy umowy, sporządzonej w kancelarii notariusza Szmida w dniu 11 grudnia 1936 roku za Nr. Rep. 1257.  
26/I-37 r.

### RÓŻNE.

1957. „**Zakład Kotlarski i Budowa Konstrukcji Żelaznych, Albiński i S-ka**” w Będzinie. Nazwa firmy brzmi: **Zakłady Mechaniczne i Budowa Konstrukcji Stalowych „Stalmet”** inż. Ignacy Bereszko i S-ka, spółka jawna, dawniej Zakład Kotlarski i Budowa Konstrukcji Żelaznych Albiński i S-ka”. Udzielono łącznej prokury Julianowi Szukalskiemu i Konstantemu Markiewiczowi. Antoni Albiński wystąpił ze spółki. Zarząd interesami spółki należy do Ignacego Bereszki i Juliana Szukalskiego.  
14.I.-1937.

4590. „**Przedsiębiorstwo robót inżynieryjno - budowlanych inż. K. Polickowski i S-ka**”. Przedmiotem przedsiębiorstwa jest wybudowanie domu na biura i ambulatoria oraz budynku gospodarczego dla Ubezpieczalni Społecznej we Włocławku na podstawie i warunkach przetargu, dokonanego w dniu 2 października 1936 r. Siedziba spółki mieści się we Włocławku, ul. Szpichlerna 16. Wspólnikami są: inż. Karol Polickowski, Bernard Silber i Jan Różański. Spółka jawna zawarta na mocy umowy prywatnej z dnia 1 grudnia 1936 r.  
16.XII.-1936.

573. „**Spółka Akcyjna Przemysłu Cementowego „Wiek” w Ogrodzieńcu**. Prowadzenie fabryki cementu, produkcja wyrobów cementowych oraz wyrobów pochodnych i ubocznych Zygmunt Heilperin, Mieczysław Hertz, Emil Landsberg, Adam Taubwurcel, Konstanty Tymieniecki, Stanisław Poznański i Roman Cyga ustąpili. Zarząd stanowią: Murycy Hertz, Ignacy Jan Szper, Józef Kamieniecki i Mozes Langman. Prokury Henryka Libelta, Ewalda Leidnera, Wincentego Groszkiewicza i Karola Seweryna Barcińskiego — odwołane.  
9.I.-1937.

Wpisano dnia 23 grudnia 1936.  
Firma, siedziba, przedmiot przedsiębiorstwa: **Zakłady Południowe**, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością w Nisku. Przedmiotem przedsiębiorstwa jest wykonanie budowy i urządzenie zakładów hutniczego i mechanicznego w Pławie obok Niska na podstawie mającej się zawrzeć umowy ze Skarbem Państwa — Ministerstwem Spraw Wojskowych — i na zlecenie tegoż Ministerstwa oraz uruchomienie tych zakładów i ewentualne prowadzenie produkcji w tych zakładach.

Trzydzieści tysięcy złotych podzielonych na sześćdziesiąt udziałów po pięćset złotych.

Imiona i nazwiska osób uprawnionych do reprezentowania spółki: Inżynier Marceł Siedlanowski i inżynier Jan Dąbrowski jako członkowie zarządu.

Numer i stronica akt: I. R. H. B. II - 13. Data wpisu 20 stycznia 1937.

A. 10890 firmę **Przedsiębiorstwo robót budowlanych I. Hochman** w Brześciu n/B. wykreślono wskutek zwinienia. II. R. H. B. III. 135.

Sąd Okręgowy w Samborze w sprawie firmy: „**Kamieniomy Hrebenów**” spółka z ogr. odp. w Drohobyczu.

postanowił:

wpisać do rejestru przy odnośnej firmie: „Uchwałą walnego zgromadzenia z dnia 28 czerwca 1935 wybrano nowego członka zarządu w osobie Rajmunda Jarosza w miejsce D-ra Joachima Hausmana.

Data wpisu: 30 listopada 1936.

Dnia 26 lutego 1937 r. Sąd Okręgowy, Wydział III. Handlowy w Katowicach:

postanowił:

I. Ogłosić upadłość firmy „**Zjednoczone Przedsiębiorstwo Budowlane**”, Spółka z ogr. odp. w Katowicach, ul. Mickiewicza Nr. 54.

II. Wezwać wierzycieli upadłej spółki, aby zgłosili swe wierzytelności u sędziego komisarza do dnia 9 kwietnia 1937 r., godziny 10-tej.

III. Zlecić pełnienie czynności sędziego komisarza Sędziemu Sądu Okręgowego dr. T. Popławskiemu.

IV. Mianować syndykiem Leopolda Dembińskiego, budowniczego w Katowicach, ul. Krasińskiego Nr. 6.  
R. H. A. VII/447.

Arch. Bernard Birkenfeld i inż. Józef Hornik, konces. budowniczey, biuro architektoniczne i przedsiębiorstwo budowlane, Kraków, Rynek Gł. 25.

Przedmiot przedsiębiorstwa: Wykonywanie budów i projektów budowlanych.

Spólnicy: Arch. Bernard Birkenfeld i inż. Józef Hornik. Spółka jawna.

Data wpisu: 17 lutego 1937.

Firma obecnie brzmi: „**Materiały Budowlane i fabryka kafla „Neszer”** — Szymaszek Pupko i Synowie, Spółka”.

Przedmiotem przedsiębiorstwa jest: sprzedaż materiałów budowlanych oraz wytwórnia i sprzedaż kafla.

Do Rejestru Handlowego Sądu Okręgowego w Lublinie, 253, wciągnięto 18 czerwca 1931 przy firmie „**Przedsiębiorstwo Przemysłowo-Budowlane Inżynier M. Wizel, L. Paprocki i K. Dachowski**”, spółka z ograniczoną odpowiedzialnością, w Lublinie, wpis:

Wyrokiem Sądu Okręgowego (I Wydz. Cywilny) w Lublinie 18/25 kwietnia 1931, postanowiono rozwiązać umowę spółki z ogr. odp. pod firmą „**Przedsiębiorstwo Przemysłowo-Budowlane inżynier M. Wizel, L. Paprocki i K. Dachowski**”, spółka z ogr. odp. w Lublinie i ustanowiono likwidatorem powyższej firmy adw. Bielickiego w Lublinie, Ewangelicka.

Dnia 3 lutego 1937 wpisano w rejestrze handlowym w dziale A. Nr. 2828 nowe przedsiębiorstwo:

Firma: **Tartak Parowy i Przemysł Drzewny E. Zimand i A. i F. Spatz**.

Siedziba: Lwów, Lewandówka.

Przedmiot przedsiębiorstwa: Prowadzenie Tartaku parowego, przerabianie i obrabianie materiałów drzewnych oraz sprzedaż tychże w kraju i w eksporcie.

Spólnikami są: Eisig Zimand, Aleksander Spatz i Fryderyk Spatz.

5275. „**Biuro Budowlane inż. Adam Pacek**” z siedzibą w Skarżysku-Kamiennej, ul. Piłsudskiego 78.

85. „**Zakłady Ceramiczne Sabaudia**”, Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością. Siedziba w Tomaszowie Lub. Przedmiotem przedsiębiorstwa jest prowadzenie cegielni. Kapitał zakładowy wynosi 16.000 zł, podzielony na dwa udziały po 8.000 zł, wpłacony w połowie gotówką, a w połowie wkładem rzeczowym. Zarząd stanowią: Eugeniusz Ostaszewicz i Leon Gielicki. Spółka z ograniczoną odpowiedzialnością zawarta aktem notariusza Kroebła w Tomaszowie Lub. 15 lipca 1936 Nr. 629, na czas nieograniczonej.

Do rejestru handlowego pod Nr. A/XIV 392 przy firmie „**Cegielnia Sliosberga w Wolkowsku** — spółnicy firmowi: L. Sliosberg, I. Rozenberg i G. Łapin” w dn. 9 lutego 1937 r. wciągnięto: Czas trwania spółki został przedłużony do dn. 31 grudnia 1941 r.

# PRZEGLĄD CERAMICZNY

Nr. 3

DODATEK DO PRZEGLĄDU BUDOWLANEGO

ROK VI

ORGAN OFICJALNY STAŁEJ DELEGACJI ZRZESZEŃ PRZEMYSŁOWCÓW CERAMICZNYCH R. P.

K O M I T E T R E D A K C Y J N Y :

P. P.: I. Ehrenpreis, inż. J. Merz. — Kraków, J. Badura — Katowice, arch. J. Handzelewicz — Grudziądz, inż. E. Langer, H. Martens, arch. L. Burdyński, inż. G. Żelechowski i J. Świętochowski — Warszawa, inż. W. Matzke — Lwów, W. Stopa — Poznań, inż. J. Marynowski — Toruń.

Redaktor „Przeгляdu Ceramicznego“ — inż. Alfred Dziedziul — Chełmno (Pomorze), telefon 53.

## EKSPERYMENTY Z CEGŁĄ

(Ceny cegły. Inspekcja pracy. Taryfy kolejowe).

*Pewien obserwator tak ocharakteryzował ustosunkowanie się władz i społeczeństwa do cegielnictwa naszego:*

*„Cegielnictwo polskie — to królik doświadczalny, na którym cała Polska gospodarczo eksperymentuje”.*

Sytuacja w cegielnictwie polskim w ostatnim czasie ukształtowała się w zupełnie wyjątkowy sposób. Jesteśmy obecnie wysprzedani nie tyle wskutek wzmożonego popytu, ile z tego powodu, że murowano w r. b. do końca stycznia. Notujemy od roku coraz lepszą koniunkturę na rynku budowlanym, a więc i ceramicznym. Notujemy stopniowy wzrost koniunktury cen, a więc podniosły się ceny w stosunku do zeszłego roku:

*drewna o 65%, wapna o 10%, cementu o 15% i td.*

Wydaje się naturalnym, jeżeli i cegła nieco będzie zwyżkować. Powiedziano jednak nam: ani grosza więcej w porównaniu do cen wiosennych zeszłorocznych, cen z okresu dekoniunktury.

Jakie są te ceny? Od 1931 do 34 roku — w latach największego nasilenia kryzysu — obniżyć zmuszeni byliśmy ceny cegły do granic często niższych od kosztów własnych, o czym dosadnie mówią cyfry upadłościowe cegielń. Dziś chcą nas zmusić represjami do stabilizacji tych cen. Co to jest? Czy przestano u nas rozumować kategoriami ekonomicznymi?

*Kryzysowe ceny wytrzymać mogą silniejsze zakłady 2 — 3 lata, ale jeżeli to ma się stać regułą, w takim razie skazani byłibyśmy na stopniową i pewną zagładę.*

W latach kryzysowych szereg cegielń albo zupełnie nie pracował, albo tylko częściowo. Wiemy w jakim stanie zaniedbania i ruiny technicznej

znajdują się takie zakłady. Nie tylko, że mowy nie ma o inwestycjach i ulepszeniach, lecz i o bieżącym remoncie tam dawno zapomiano: dachy ciekną, mury wałają się, piece zapadają się, maszyny (o ile takowe są) przedstawiają istne gruchoty. Obrazy prawdziwej nędzy i rozpacz, szczególnie w centralnych i wschodnich połaciach kraju, które ucierpiały podczas wojny światowej i bolszewickiej.

I otóż los pozwolił nam doczekać się lepszej koniunktury i możliwości zasklepiania ran, otrzymanych w czasach kryzysowych i doprowadzania nieco swych warsztatów do porządku. Ci zaś nasi koledzy, których kryzys już powalił, znów mogli by może stanąć na nogi. Będzie to możliwe naturalnie tylko wtedy, jeżeli warsztaty pracować zaczną z pewnym zyskiem, osiągalnym przy lepszych cenach sprzedażnych, bo ani na oddłużenie ani jakiś Bank Akceptacyjny liczyć nie możemy.

Czy kto myślący kategoriami ekonomicznymi odważy się polemizować z tymi wywodami?

Rozumiemy i respektujemy nawoływania Pana Wicepremiera praw nieuzasadnionym a tym bardziej spekulacyjnym podnoszenia cen. Jest to niedopuszczalne i szkodliwe. Ale jeżeli wszędzie ceny z lat kryzysowych idą nieco w górę, to dlaczego poprawa ta nie ma rozciągnąć się i na cegielnictwo? *Dlaczego akurat tylko cegła nie ma prawa do tego, do czego prawo ma każdy inny wyrób polski?*

Analiza kosztów własnych w cegielniach, przeprowadzona przez specjalną komisję na terenie całej Polski, nie doprowadziła podobno do rezultatów i wniosków zgodnych i zadawalniających. W każdym razie komisja miała, wydaje nam się, możliwość stwierdzenia nędzy i ruiny w cegielniach naszych, chyba, że zwiedziła tylko zakłady czołowe.

Minęłoby się to wtedy z celem, bowiem gdy się bada stan społeczeństwa — nie należy się ograniczać do wizyt w pałacach i domach zamożnych, gdyż te nie są miernikami stanu społeczeństwa, lecz odwiedzać należy średnie i ubogie domy i chałupy. U nas zamożniejsze cegielnie policzyć można na palcach, gros bowiem — są to średnie i małe, a często jakże nędzne zakłady. Jest ich 90% na terenie Rzeczypospolitej i te przede wszystkim należy zbadać, bowiem wegetują one i ledwie żyją, co poświadczyć może każdy starosta i burmistrz a szczególnie naczelnik urzędu skarbowego na prowincji.

Ale Warszawę to wszystko nic nie obchodzi, bo powiadają tam — trudno, niech te słabe i zaniedbane cegielnie znikną. Łatwo to powiedzieć, ale wtedy powstać może pustka, stopniowo bowiem zniknie prawie 50% naszych cegieł. Czy o tem pomyślano tam gdzie należy? Na modernizację potrzeba znacznych kapitałów, *a czy kto zechce się angażować w cegielnictwie, skoro odmawia się mu prawa nie tylko do zysków godziwych, ale nawet do pewnego oprocentowania włożonego w przedsiębiorstwa kapitału?*

Absurd i tylko absurd gospodarczy całe to nastawienie do cegielnictwa naszego! Jakby komuś na tem zależało, by najkapitalniej podciąć jego egzystencję. W całej tej sprawie dopatrywać się musimy również pewnej dozy złośliwości, bowiem eksperymentuje się u nas tylko z cegłą i gnębi się ją represjami, inie materiały budowlane, a nawet pierwszej potrzeby traktowane są jakoś inaczej.

Musimy znów poruszyć sprawę również nienormalną, świadczącą o nieskoordynowaniu niektórych zarządzeń rządowych. Co rok na wiosnę związki pracownicze żądają podwyższenia taryf robotniczych. Objaw stały i zrozumiały.

Jak się w tych sprawach winna zachować inspekcja pracy? Ściśle neutralnie i obiektywnie i nie popierać jednej czy drugiej strony. Tak jednak w niektórych dzielnicach kraju nie jest. Notujemy wypadki wyraźnego popierania żądań pracowniczych i podwyżki ze strony pp. inspektorów pracy w terenie, nie mówiąc już o biernym zachowaniu się inspekcji pracy w wypadkach strejków okupacyjnych (Kraków).

Przeciwno temu założyliśmy ostatnio w Min. O. S. stanowczy protest i żądamy, by pp. inspektorowie obiektywnie zachowywali się w tych sprawach, co nie wyklucza naturalnie ich pożądaną interwencję podczas sporów zarobkowych w charakterze mediatorskim i łagodzącym. Sprawa ta

staje się szczególnie niedopuszczalną w obecnej chwili, kiedy z jednej strony Min. S. Wewn. oraz P i H. nie zezwalają na podnoszenie cen cegły, a z drugiej funkcjonariusze Min. O. S. patronują żądaniom pracowników co do zwyczajek, których potem nie wolno zrekompensować zwyczajką cen cegły.

Oczekiwać musimy i żądamy, by prowincjonalni przedstawiciele Min. O. S. respektowali ogólne nastawienie rządowe w walce z zwyczajkami cen i nie komplikowali sytuację w terenie.

*Z taryfami kolejowymi* na materiał ceramiczny dzieją się jednak rzeczy najbardziej nienormalne. W tej dziedzinie nie możemy nigdy być pewni — ani w dzień, ani w nocy, bo nie wiemy nigdy kiedy w nas i w przemysł budowlany piorun uderzy.

Przypatrzmy się bliżej tej sprawie. W 1929 r. znacznie podwyższono taryfę na mat. ceramiczny wszelkich gatunków. Cegła wtedy kosztowała około zł 90 — za 1000. W okresie od 1929 do 1935 roku taryfę obniżono razem o 23%, cegła natomiast obniżyła się o 55% (do zł 40.—).

Kiedy w roku zeszłym nastąpiła ogólna znaczna obniżka wszystkich taryf kolejowych, *cegle żadnej zniżki nie udzielono.*

Pisaliśmy wtedy (P. Cer. Nr 1/1936).

„Możemy z góry przewidzieć, że o ile obecnie nie będzie żadnej zniżki taryfy na cegłę, sprawa ta w krótkce wypłynie, bo wypłynąć musi. Życie będzie silniejsze. Tylko wtedy nie będzie przewidzianych 6%, lecz znacznie więcej — jesteśmy tego zupełnie pewni”.

I otóż nie minęło pół roku, gdy nasze przepowiednie ziściły się, bo 28 września r. z. wprowadzona raptem została obniżona o średnio 30% taryfa specjalnie do Warszawy i okolic jako taryfa bojową. Tą taryfą kolejową pierwotnie projektowaną do końca roku, manipulowano jako straszakiem i po 1 stycznia, przedłużając ją z miesiąca na miesiąc bez zapowiedzi — jak długo ta manipulacja trwać będzie.

Można sobie wyobrazić w jak hamujący i denerwujący sposób odbija się tego rodzaju niepewność taryfowa na całym budownictwie polskim, a przede wszystkim na naszym przemyśle. Naturalnie wszelkie sprzedaże, przetargi i umowy nie mogą być dokonywane w czasie takiej niepewności. Nareszcie jednak spostrzeżono się, że tak dalej iść nie może i sezon budowlany winien rozpocząć się w warunkach ustabilizowanych.

Przeprowadzone przez M. P. i H. i B. G. K. badania ponownie potwierdziły wnioski i zalecenia Komisji Ankietowej z 1928 r., które głoszą:

pod Nr 11 „*Na wyrównanie cen pomiędzy poszczególnymi dzielnicami nie może wywrzeć wpływu dowóz cegły z dzielnic taniej produkujących, gdyż obecna stawka przewozowa — zbyt silnie obciąża ceny produktu taniego, jakim jest cegła*”.

Dalej Komisja zaleca:

pod Nr 8 „*Wprowadzenie na okres od 1 marca do 1 września taryfy niższej na przewóz cegły, celem obniżenia rozpiętości cen jej w poszczególnych dzielnicach, a zwłaszcza zapobieżenie nadmiernemu wyzyskiwaniu koniunktur budowlanych w poszczególnych ośrodkach przez przemysł ceglarski*”.

Komisja Międzyministerialna mianowicie doszła do wniosku, że tylko stałe i pokaźne obniżenie taryfy kolejowej na cegłę może unormować sprawę równomiernego nasycenia cegłą ośrodków budowlanych w Polsce i że doraźne bojowe zarządzenia nie osiągają pożądanego celu. Potwierdza to stałą tezę naszego przemysłu, że taryfa na cegłę winna być na stałe znacznie obniżona, a nie doraźnie i bojowo.

Dotąd wydaje się być wszystko w porządku. Na zalecenia Komisji Międzyministerialnej p. Minister Komunikacji odpowiedział, że taryfę tą obniży, o ile znajdzie rekompensatę w innym miejscu. Może to i słuszne z punktu równowagi budżetowej M. K. Po przedyskutowaniu tej sprawy postanowiono jako rekompensatę podnieść taryfę — na materiał cienkościenny, a więc, dziurawki, pustaki, dreny i dachówki, bo te lżejsze materiały podwyżkę prawdopodobnie wytrzymają.

A więc znów uderza się w nas! Cegłę dotąd nie mogliśmy ponad 100 km przewozić bez straty, natomiast — mogliśmy na dalsze odległości materiał cienkościenny jako lżejszy. Materiał ten — modernizujący i usprawniający nasze budownictwo — zaczynał coraz bardziej rozszerzać się i w Polsce, jak to ma miejsce na całym kulturalnym świecie.

Pierwotny projekt przewidywał około 25% obniżki taryfy na cegłę przy dalszych przewozach, zaś *na mat. cienkościenny* *wyżkę do 30%*. Wyglądałoby to tak:

na 300 km stawka na cegłę — 52 gr/100 kg

na 300 km stawka na pustaki — 87 gr/100 kg

*różnica byłaby 67% pomiędzy jednym i drugim gatunkiem.*

Nie podlega wątpliwości, że różnica taka zabiłaby wszelkie przewozy mat. cienkościennego, bo jeżeli mat. cienkościenny nie będzie znacznie tańszy razem z przewozem od cegły pełnej, wszyscy budować będą tylko z cegły pełnej, bo to prościej. W ten sposób ponownie w budownictwie cofniemy się do czasów Kazimierza Wielkiego.

Te argumenty, zdaje się znalazły pewne zrozumienie i ostatni projekt, jak się dowiadujemy, przewiduje już podwyżkę na pustaki nie 30% lecz 15%. Jest to już nieco mniejszym złem. Ale i przeciwko temu musimy najbardziej stanowczo zaprotestować, bo wszelka podwyżka dla mat. cer. jest zabójczą!

Co do samej obniżki taryfy na cegłę, to uważamy ją za niedostateczną, bo przewóz cegły z Poznania do Warszawy kosztować będzie około zł 20/1000. Przyjmując cenę cegły zł 40 fr. wagon Poznań, cegła kalkulować się będzie fr. wagon Warszawa zł 60, a z przewozem na plac budowy około zł 70/1000. Z tego tytułu dowóz cegły do Warszawy jest wątpliwy, bo obecnie cena cegły pl. budowa kosztuje w Warszawie około zł 65, będzie więc tańszą od przywożonej o zł 5. Czy w ten sposób obniży się cenę cegły w Warszawie?

W ten dziwaczny sposób manipuluje się z taryfami na materiał ceramiczny. My — ceglarze i świat budowlany — żyjemy w ustawicznej obawie, że w każdej chwili spaść znów może na nas jakaś nagła zmiana taryfowa, która wszelkie nasze kalkulacje przewrócić może do góry nogami. To już wykracza z dziedziny eksperymentowania, lecz staje się prawdziwą wiwisekcją nad tym niešťczęśliwym królikiem — przemysłem ceramicznym i budowlanym!

*Jeżeli naprawdę chcemy unormować stosunki w budownictwie polskim — należy nareszcie zaprzestać improwizować i eksperymentować taryfami.*

Dlaczego — zapytujemy — nie udzielono żadnej obniżki taryfom ceramicznym przy rozdziale owych 70 milionów obniżek w roku zeszłym? Gdyby to wtedy miało miejsce, nie potrzeba byłoby dziś podnosić taryfę, która w r. z. nie doznała żadnej obniżki. Przy podziale wtedy obniżek, dokonanej na poczekaniu i na kolanie, zapomniano o mat. ceramicznym, który najbardziej, — jak się okazuje, potrzebował obniżki. Teraz to się mści i to znów na nas.

Nie czynimy tu żadnego zarzutu M. Kom., które postępuje konsekwentnie i tylko wykonuje zarządzenia organów wyższych. Natomiast nie możemy się powstrzymać od zarzutu zlekceważenia i niedopilnowania interesów naszego przemysłu przez M. P. i H. przy zeszłorocznym podziale obniżek taryfowych. Wszelkie nasze wtedy perswazje nie znalazły tam zrozumienia.

*Żądamy jaknajszybszego wydania nowej taryfy, bo sezon budowlany rozpoczyna się, oraz stabilizowania jej przynajmniej do końca roku, by móc na cały rok ułożyć nasze plany i kalkulacje.*

W streszczeniu główne postulaty przemysłu ceramicznego w chwili obecnej są następujące:

- 1) Cena cegły pełnej zł 40 za 1000 sztuk loco plac cegielnia jest ceną niedostateczną i deficytową dla całego szeregu cegielń w Polsce. Stabilizację jednolitej najwyższej ceny cegły w Polsce na zł 40 uważamy za nieuzasadnioną i rujnąjącą dla cegielnictwa polskiego.
- 2) Cena cegły na przednówku sezonu ceramicznego, (styczeń — kwiecień) wobec wyższych kosztów produkcji w suszarniach sztucznych o średnio zł 5.—/1000, musi być zawsze wyższą, niż cegły z produkcji sezonowej.

- 3) Przemysł ceramiczny nie może zgodzić się na podwyżkę kosztów własnych (robocizna, węgiel i smary) bez podwyższenia ceny cegły.
- 4) Przemysł ceramiczny żąda generalnej obniżki taryf kolejowych na materiały ceramiczne budowlane, gdyż tylko to może uregulować prawidłowe nasycenie rynków budowlanych materiałem ceramicznym.
- 5) Przemysł ceramiczny żąda równego i sprawiedliwego traktowania co do cen wszelkich materiałów budowlanych (drzewo, wapno, cement i cegła) i protestuje przeciwko krzywdzącemu wyróżnianiu wyłącznie cegły.

## SZEMAT KALKULACYJNY DLA CEGŁY MASZYNOWEJ, OBLICZONY NA 1000 SZTUK PRZY PRODUKCJI ROCZNEJ... MILIONÓW SZTUK

*Badania kosztów własnych w cegielniach wykazały, że szereg zakładów niewłaściwie zestawia te koszty. Wobec tego podajemy wzorowy szemat kalkulacyjny nadesłany nam przez Zw. Krakowski specyfikujący wszelkie składniki kosztów własnych przy maszynowym wyrobie cegły. Szemat ten przyjęty został przez Zjazd St. Del. dnia 3.III. jako szemat wzorowy i zalecany.*

### REDAKCJA.

#### I. WYDATKI OSOBOWE.

##### *Plące i robocizna.*

- 1) Wynagrodzenie Zarządu.
- 2) Personel administracyjny.
- 3) Personel techniczny.
- 4) Odkrywka i szachtowanie gliny.
- 5) Wykop gliny i piasku:  
Czyszczenie glinicy,  
Utrzymanie kolejek,  
Wykop gliny i piasku.
- 6) Formowanie:  
Obsługa wyciągu,  
Kołotok i mieszkadła,  
Obsługa pras,  
Zawóz do suszarni.
- 7) Roboty piecowe:  
Dowóz cegły od suszarni do pieca,  
Ustawienie cegły w piecu,  
Wywóz z pieca na plac,  
Palacze piecowi,  
Dowóz mialu na piec,  
Murowanie furtek i wywóz popiołu.
- 8) Roboty pomocnicze:  
Magazynowanie cegieł surowych,  
Roboty placowe i pomocnicze.
- 9) Hala maszyn:  
Maszynista, palacze kotłowi, smararz.
- 10) Warsztaty:  
Stolarze, ślusarze, kowale, tokarze, stelmachy.

#### 11) Woźnice:

Plące formali.

#### 12) Robocizna przy remoncie budynków i maszyn.

#### II. WYDATKI RZECZOWE.

##### *Materiały.*

- 1) Wartość gliny — zużycie substancji:  
3 m<sup>3</sup> na 1000 szt. à ..... gr. na 1 m<sup>3</sup>.
- 2) Węgiel:  
Należność — cena kopalni,  
Przewożne i dodatki,  
Wyładowanie i zwózka,  
5% manko.
- 3) Materiały pomocnicze:  
Oliwa, nafta, benzyna, smary do maszyn i do wozów,  
Skóra, rzemyki, pasy i liny,  
Taczki, kółka, deski, kilofy, łopaty, progi, obrotnice, style, szyny, materiały do wózków i szyn,  
Narzędzia stolarskie, ślusarskie i kowalskie,  
Sól do filtra, papier sztyrowy, drut stalowy, miotły i szczotki, klingerit, szyby, karbid, kłódki, wełna do czyszczenia maszyn, maty i wszystkie inne nie wyliczone powyżej materiały.

#### III. KOSZTY OGÓLNE.

- 1) Telefony i telegramy.
- 2) Portoria i stemple.
- 3) Koszty adwokackie, notarialne i sądowe.
- 4) Inzeraty i propaganda:  
Składki do organizacyj zawodowych.
- 5) Koszty podróży:  
Wyjazdy, taksówki, dorożki, bilety tramwajowe.
- 6) Przybory biurowe:  
Książki, druki, czasopisma, gazety i przybory biurowe.
- 7) Ubezpieczenia:  
Od ognia, wypadków, chomage, odpowiedzialności włamania.



- 8) Utrzymanie samochodu:  
Płaca szofera,  
Benzyna, smary, opony i inne mater.,  
Podatek od samochodów, naprawa samochodu.
- 9) Datki:  
Datki i napiwki.
- 10) Wydatki ogólne:  
Nie objęte pozycjami 1 — 9.
- 11) Utrzymanie koni:  
Owies, słoma, siano i inne materiały,  
Naprawa uprzęży i wozów.
- 12) Prowizja sprzedażna.
- 13) Odsetki od kredytów.
- 14) Materiały do remontu budynków mieszkalnych, fabrycznych, pieca kręgowego i suszarń:  
Cegła, szamotka, wapno, cement, gips, drzewo, piasek, papa dachowa, ter i t. d.
- 15) Materiały do remontu maszyn i motorów:  
Odlewy i modele do odlewów, części wymienne maszyn, płaszcze do walców, rury kotłowe, żelazo, metal, gwoździe, blacha i śruby, materiał elektryczny i t. d.
- 16) Mieszkania służbowe dla robotników i urzędników:  
(Wartość czynszowa, opał i światło).

## IV. ŚWIADCZENIA USTAWOWE.

- 1) Ubezpieczenie chorobowe.

- 2) Ubezpieczenie emerytalne.
- 3) Fundusz Pracy.
- 4) Fundusz Bezrobocia.
- 5) Ubezpieczenie od wypadków.
- 6) Urlopy pracowników.
- 7) Podatek dochodowy.
- 8) Podatek obrotowy i świadectwo przemysł.
- 9) Podatek majątkowy.
- 10) Podatek gruntowy.
- 11) Podatek od nieruchomości.
- 12) Podatek od uposażeń.
- 13) Podatek drogowy.
- 14) Podatek wyrównawczy.

## V. ZŁOM I MANKA.

6% w stanie surowym,  
2% w stanie palonym.

## VI. AMORTYZACJA.

Według tabeli podatkowej.

## VII. STRATY NA DŁUŻNIKACH.

Własny koszt

## VIII. % ZYSKU.

Cena sprzedażna

## K R O N I K A

Stała Delegacja Z. P. Cer. przesłała do Sekretariatu Zbozu Zjednoczenia Narodowego następujące oświadczenie:

Warszawa, dnia 3 marca 1937 r.

Do Sekretariatu

PEŁK. ADAMA KOCA

w m i e j s c u

ul. Matejki 3.

Zjazd Stałej Delegacji Zrzeszeń Przemysłowców Ceramicznych w Polsce, obradujący w Warszawie w dniu 2 marca b. r., solidaryzując się z programem Pana płk. Adama Koca zgłasza swój akces do prac nad konsolidacją narodową.

STAŁA DELEGACJA  
ZRZESZEŃ PRZEMYSŁOWCÓW  
CERAMICZNYCH W POLSCE.

ZJAZD STAŁEJ DELEGACJI

odbył się w Warszawie 2 marca r. b. przy udziale delegatów z całej Polski.

Głównym tematem obrad były aktualne dziś sprawy, niepokojące przemysł ceramiczny, a oczekujące załatwienia i unormowania: sprawa cen cegły, taryf zarobkowych i umów zbiorowych oraz taryf kolejowych. Nastawienie przedstawicieli polskiego przemysłu ceramicznego do tych spraw oświetlone są w naszym dzisiejszym czołowym artykule.

W sprawach taryf zarobkowych Zjazd stanął na stanowisku konieczności zawarcia umów regionalnych, wzgl. rejonowych lub indywidualnych w poszczególnych zakładach

i to przed uruchomieniem cegieli i z terminem najpóźniejszym do 31 stycznia. Stan beztaryfowy i bezumowny jest szkodliwy dla obu stron.

Poza tym Zjazd zwraca się do wszystkich większych zakładów ceramicznych z gorącym apelem o przyjmowanie na praktyki letnie uczni Państwowej Szkoły Chemiczno-Przemysłowej w Warszawie i praktyki i pracę całoroczną absolwentów tych szkół, jako przyszłych majstrów i kierowników cegieli.

Zjazd zaleca miejscowym cegielniom udział i szerokie poparcie Targów w Poznaniu, Katowicach, Gdyni i Lwowie.

W drugim i trzecim dniu delegacja Zjazdu interweniowała w poruszonych sprawach w Ministerstwach P. i H., Spraw Wewnętrznych i Opieki Społecznej, a prezes St. Del. w Min. Komunikacji oraz Rolnictwa i Reform Rolnych.

SPRAWA BUDOWY OSAD PARCELACYJNYCH.

Wobec znacznego podrożenia drewna i budulca aktualną się stała budowa osad parcelacyjnych w Woj. Poznańskim i Pomorskim z materiału ceramicznego zamiast z drzewa. W tej sprawie toczą się obecnie pertraktacje pomiędzy zainteresowanymi czynnikami, a lokalnym przemysłem ceramicznym.

Są widoki pomyślnego załatwienia tej sprawy.

Z PAŃSTWOWEJ RADY KOMUNIKACYJNEJ.

Na okres od 1937 — 1940 r. delegowany został do Rady przez Izbę P.-H. w Gdyni wiceprezes Izby i prezes St. Del. inż. A. Dziedziul.

Delegatura członka Rady z ramienia St. Delegacji Zrzeszeń Przemysłowców Ceramicznych i Budowlanych znieśiona została w obecnej kadencji przez P. Ministra Komunikacji. (Monitor Nr. 54/1937, poz. 78).

Całkowite urządzenie cegielni i kopalni do sprzedania okazyjnie w majątku Nowe, telefon 8. Pomorze

Dnia 15 grudnia 1937 wydajemy na rok 1938

# KALENDARZ PRZEGLĄDU BUDOWLANEGO

POD REDAKCJĄ INŻ. J. LUFTA

Prace programowe i redakcyjne są już w toku – bliższe szczegóły w niniejszym zeszycie na str. 167

Kalendarz wydajemy po raz pierwszy i z żadnym innym tego typu wydawnictwem nie mieliśmy i nie mamy nic wspólnego ~~~~~

Przyjmowanie ogłoszeń do Kalendarza Przeglądu Budowlanego rozpoczynamy 1 maja ~~~~~

# BIULETYN POLSKIEGO ZWIĄZKU INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

NR. 3.

25 MARZEC

1937 R.

REDAKTOR: INŻ. JERZY NECHAY

ADR. RED.: WARSZAWA, CZACKIEGO 1 m. 1

Sekretariat Związku urzęduje: poniedziałki, środy, piątki, godz. 16—18 tel. 517-85 — Konto P. K. O. Nr. 29.787

## SEKRETARIAT

### WPLACANIE SKŁADEK ZA ROK 1937.

Powtórnie przypominamy Kolegom o wpłacaniu składek za rok 1937. Zaznaczamy, iż nieopłacenie składek pociąga za sobą skreślenie z listy członków Związku. Składki prosimy wpłacać na konta czekowe P. K. O. odpowiednich Oddziałów Związku, względnie Zarządu Głównego.

### WIADOMOŚCI DZIAŁU POŚREDNICTWA PRACY.

Dział pośrednictwa pracy otrzymuje wiadomości, co do wakujących wolnych posad w różnym czasie, a druk ich w Biuletynie opóźnia znacznie przekazanie tej informacji zainteresowanym Kolegom tak, że często gdy Koledzy zwrócą się do nas o informacje w sprawie ogłoszonej wolnej posady — ta przestała już być aktualna.

Aby zwiększyć sprawność, dział pośrednictwa pracy, poza drukiem wiadomości o wolnych posadach w Biuletynie, będzie prowadził listę członków reflektujących na posady, którzy będą listownie informowani o wolnych posadach natychmiast po otrzymaniu przez nas takich wiadomości.

Wobec powyższego prosimy Kolegów o zapisywanie się w Sekretariacie Związku (dział pośrednictwa pracy), lub też w Sekretariatach Oddziałów podając równocześnie dane co do uposażenia na jakie Koledzy reflektują, oraz bliższe dane co do ich osoby (czy posiadają uprawnienia budowlane, ile lat praktyki i jakiej, jaka posada by ich interesowała i t. d.).

### POSADY ZAOFIAROWANE.

1. Potrzebny inżynier łądowniec, do budowy mostu betonowego w Warszawie, jako zastępcę kierownika robót w firmie prywatnej. Potrzebna praktyka przy budowie obiektów betonowych. Warunki wg. umowy.

2. Zarząd Miejski w Grodzisku poszukuje inż. budowlanego. Wymagane: obywatelstwo polskie, dyplom inżyniera, uprawnienia budowlane, praktyka samorządowa lub państwowa, znajomość robót drogowych i melioracyjnych. Warunki wg. umowy.

3. Zarząd Miejski w Rawie Mazowieckiej poszukuje inżyniera. Wymagane: obywatelstwo polskie, dypl. inżyniera, uprawnienia budowlane. Warunki wg. umowy.

4. Rzeczoznawca budowlany w jednym z Wydz. Powiatowych Województwa Warszawskiego poszukiwany, w celu prowadzenia robót i sprawowania nadzoru budowlanego. Wynagrodzenie 300 zł. miesięcznie + diety.

Podania wraz z załącznikami należy składać do Sekretariatu Związku.

5. Potrzebny inżynier budowlany w jednym z poważnych przedsiębiorstw przemysłowych w Warszawie. Charakter pracy naukowej w dziedzinie betonu i żelbetu. Wynagrodzenie 250 zł. miesięcznie + około 100 zł. dodatków. Wiadomości udziela sekretariat Związku.

\*

Podajemy Kolegom do wiadomości, iż w Sekretariacie Związku można nabyć Księgę II Zjazdu Inżynierów Budowlanych w Katowicach 15 — 17.II.1936 r., wydaną ozdobnie, oprawną w płótno w cenie 10 zł. (dla członków Związku). Książka zawiera b. obszerny materiał techniczny i winna się znaleźć w posiadaniu każdego inżyniera budowlanego. Również do nabycia jest nasze wydawnictwo p. t. „Laboratoria budowlane w Polsce” w cenie 1 zł. za egzemplarz.

Polecamy Kolegom gorąco rozpowszechnianie tych wydawnictw.

### SPRAWY PODATKOWE.

Na liczne pytania Kolegów wyjaśniamy, że t. zw. podatek kumulacyjny, t. j. zeznanie dla obliczenia różnicy pomiędzy podatkiem dochodowym od zasadniczych poborów, a podatkiem od łącznego wynagrodzenia, otrzymanego w ciągu roku 1936, należy zgłaszać najpóźniej 15 kwietnia. Zeznania te składają osoby, które w r. 1936 otrzymały wynagrodzenia od różnych służbodawców, o ile łączna suma tych wynagrodzeń przekracza 1500 zł., oraz osoby które otrzymały w ciągu roku od jednego służbodawcy dwa lub więcej wynagrodzeń periodycznych, bądź też obok wynagrodzenia periodycznego również wynagrodzenie jednorazowe, o ile suma ogólna tych wynagrodzeń przekroczyła 4800 zł.

Wpłata różnicy ma być dokonana na konto czekowe właściwego Urzędu Skarbowego lub do Kasy tego Urzędu w 2 równych ratach półrocznych, 15 kwietnia i 15 października.

### Z NACZELNEJ ORGANIZACJI INŻYNIERÓW R. P.

W dniu 25 lutego Naczelna Organizacja Inżynierów R. P. wystosowała do p. płk. Koca list, treść którego niżej Kolegom podajemy.

Do

Pana Płk. Adama Koca.

Naczelna Organizacja Inżynierów R. P. reprezentująca ogół inżynierów polskich zrzeszonych w poszczególnych organizacjach inżynierskich, wchodzących w skład N. O. I. a m.:

1. Związek Polskich Inżynierów Elektryków.

2. Związek Inżynierów Chemików R. P.
3. Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich.
4. Związek Polskich Inżynierów Kolejowych.
5. Związek Inżynierów Drogowych R. P.
6. Społeczne Zrzeszenie Inżynierów R. P.
7. Polski Związek Inżynierów Budowlanych.
8. Stowarzyszenie Polskich Inżynierów Przemysłu Nafetowego w Boryslawiu.
9. Polskie Towarzystwo Politechniczne we Lwowie.
10. Stowarzyszenie Inżynierów w Poznaniu.
11. Izba Inżynierska we Lwowie.
12. Związek Polskich Inżynierów Lotniczych.
13. Stowarzyszenie Polskich Inżynierów Górniczych i Hutniczych.
14. Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych

oświadczą, że cele i zadania, program działalności i metody pracy N. O. I. określone są po linii wytycznych, zawartych w deklaracji ideowej Pana Pułkownika z dnia 21 lutego 1937 r.

N. O. I. opiera się na zasadzie, że inżynierowie polscy jako czynnik twórczy społeczno - gospodarczy są obowiązani i uprawnieni do czynnego i bezpośredniego współdziałania w tworzeniu polskiego życia państwowego i narodowego, indywidualnie przy swych poszczególnych warsztatach pracy, przede wszystkim zaś jako zorganizowany i zdyscyplinowany zespół stanu inżynierskiego w Polsce.

Stając na apel Pana Pułkownika, N. O. I. łącznie ze swymi Oddziałami Okręgowymi:

Wielkopolskim w Poznaniu,

Małopolskim we Lwowie,

Pomorskim w Toruniu,

Śląsko - Dąbrowskim w Katowicach,

zgłasza gotowość jak najściślejszego współdziałania ze zjednoczonymi siłami całego społeczeństwa polskiego, pod wodzą kierowniczej woli państwowej.

Prezydium Rady Głównej N. O. I.

Prezes

(—) Inż. A. B o b k o w s k i,

Podsekretarz Stanu.

Sekretarz

(—) Inż. J. N e c h a y.

## PIERWSZY POLSKI KONGRES INŻYNIERÓW.

Jak donosiliśmy w poprzednich „Biuletynach”, ku uczczeniu 60-cio letniego jubileuszu Polskiego Towarzystwa Politechnicznego odbędzie się w dniach od 12 do 16 września b. r. „Pierwszy Polski Kongres Inżynierów”. Zorganizowaniem Kongresu zajmuje się „Naczelna Organizacja Inżynierów R. P.” grupująca czternaście związków inżynierskich, a stanowiąca dzisiaj wyłączne przedstawicielstwo inżynierów dyplomowanych.

Kongresowi, który odbędzie się we Lwowie, jako siedzibie Polskiego Towarzystwa Politechnicznego nadano hasło „Mobilizacja twórczej energii dla gospodarczego uniezależnienia Polski”.

W założeniu Komitetu Organizacyjnego P. P. K. I. postawiono zasadę udziału wszystkich polskich inżynierów, a więc nie tylko należących do związków, będących członkami N. O. I., ale również niezrzeszonych, a zwłaszcza rozsianych za granicą. Oprócz inżynierów polskich wezmą udział w charakterze zaproszonych gości inżynierowie innych narodowości.

Program Kongresu obejmuje stworzenie planu technicznych podstaw przyspieszenia rozwoju gospodarczego kraju i likwidacja bezrobocia.

Ramy nakreślone przez Komitet Organizacyjny objęły całokształt zagadnień związanych z rozwojem poszczególnych dziedzin gospodarki krajowej, zarówno więc komunikacji kolejowej i drogowej, jak regulacji i uszlachetnienia rzek, motoryzacji, melioracji gruntów, zaopatrzenia rynku w surowce i rozbudowy przemysłu, elektryfikacji, i w ogóle wszelkich dziedzin technicznych, których udoskonalenie będzie mieć wpływ na zatrudnienie ludności, wzrost dobrobytu i na obronność Kraju.

W pracach organizacyjnych Kongresu bierze Związek Inżynierów Budowlanych czynny udział.

## DZIAŁ BUDOWLANY NA TARGACH POZNAŃSKICH.

W uzupełnieniu wiadomości o organizacji tego Działu przez nasz Związek, podanej w poprzednim Biuletynie, podajemy dalsze szczegóły tej ciekawej imprezy.

Dział Budowlany pomieszczony będzie w najokazalszym pawilonie Targów: we Wieży Górnośląskiej, zajmując całą jej parter i I piętro. Ponadto maszyny budowlane będą ustawione na wolnym terenie przed Wieżą, tuż przy głównym wejściu na Targi. W ten sposób Dział Budowlany będzie przez swe położenie dominował nad resztą Targów, podkreślając jakby znaczenie budownictwa w dobie dzisiejszej, jako najważniejszego czynnika ożywienia gospodarczego.

Poniżej podajemy program Działu Budowlanego, stanowiący zarazem dowód, jak szerokie objął on dziedziny budownictwa.

### 1. K a m i e Ń n a t u r a l n y.

Kamień używany w budownictwie do licowania ścian, na kolumny, cokoły, schody, rzeźby i t. p.

Kostki brukowe i krawężniki, kamień rozdrobniony do betonu i do budowy dróg, grysiki do sztucznych kamieni i do zapraw, piaski, żwiru i t. p.

### 2. C e r a m i k a.

Cegła, dachówka, dreny i pustaki ceramiczne, klinkier, wyroby terrakotowe i glazurowane, wyroby ogniotrwałe i kamionkowe, kafle ceramiczne i t. p.

### 3. M a t e r i a ł y w i ą z ą c e i b e t o n.

Wapno, gips i cement, wyroby betonowe, kamień sztuczny, ksyloolit, wyprawy szlachetne, uzbrojenie betonu, elementy i zespoły żelbetowe, stropy żelbetowe, wyroby azbestowo - cementowe i t. p.

### 4. D r e w n o i w y r o b y d r z e w n e.

Tarcica i drzewo okrągłe, dykty i forniery, posażki, stolarszczyzna budowlana, okna, drzwi, okładziny ścian, schody, dachy, słupy, balustrady i t. p.

### 5. Ż e ł a z o i m e t a l e.

Żelazo, drut, siatki, gwoździe, metale, konstrukcje żelazne, okucia budowlane, rury, odlewy, okna i drzwi żelazne, schody, kraty i t. p.

### 6. M a t e r i a ł y i z o l a c y j n e.

Izolacje przeciwwilgociowe, smoły, asfalty, papy, bituminy, ochrona i walka z grzybem domowym, izolacje cieplne i akustyczne, różne nowe materiały t. zw. zastępcze itp.

## 7. Farby, szkło i guma.

Farby, lakiery, pokosty, obicia ścian, szkło budowlane, pustaki szklane, guma, linoleum i t. p.

## 8. Maszyny i narzędzia budowlane.

Środki transportu poziomego i pionowego (taczki, windy i t. d.), kafary, mieszarki i betoniarki, maszyny i narzędzia do robót ziemnych, pompy i t. p.

## 9. Instalacje.

Instalacje wodociągowe, gazowe, elektryczne, ogrzewanie, urządzenie kuchni, łazienek, pralni, piece kaflowe itp.

## 10. Biura budowlane.

Przybory rysunkowe, maszyny do rachowania, oświetlanie rysunków, prasa techniczna, stoiska biur architektów i inżynierów budowlanych oraz przedsiębiorstw budowlanych z pokazem ich charakterystycznych prac (fotografie, wykresy, modele i t. p.).

Chociaż od rozpoczęcia Targów dzieli nas jeszcze kilka tygodni, wpłynęły już bardzo liczne zgłoszenia firm, które wypełniły już parter Wieży Górnośląskiej i prawie cały wolny teren. Nie wątpimy więc, że całość wypadnie jak najlepiej.

Równocześnie zwracamy uwagę, że po raz pierwszy w historii polskich Targów zorganizowano jednolite ujęcie architektoniczne całości Działu Budowlanego, podkreślające odpowiednie grupy tego Działu i wykorzystujące odpowiednio konstrukcję wnętrza Wieży. Stoiska zostaną urządzone jednolicie przez obicie ścian papierem falistym różnych kolorów, co przyczyni się do bardzo znacznego obniżenia kosztów udziału w Targach. Wystawcy bowiem zamiast wydawać pieniądze na zbędną zwykle, a często niepotrzebnie krzykliwą szatę dekoracyjną, otrzymają stoiska urządzone skromnie, tanio, a przytem z dużym smakiem artystycznym. Szczegóły tego pomysłu podaje inna notatka, zamieszczona w Nr. 3 „Przeglądu Budowlanego”.

Zapraszamy Kolegów do współpracy w naszych wysiłkach, tak przy organizacji Działu jak i imprez z tym związanych, — a po tym o liczny zjazd na Targi Poznańskie celem osobistego stwierdzenia obecnego stanu naszego rodzimego przemysłu budowlanego. Nie wątpimy, że wszystkie Oddziały naszego Związku zorganizują we własnym zakresie wycieczki członków Związku do Poznania.

Jako dzień wspólnego zjazdu do Poznania przewiduje się sobotę 8 maja. Przed południem projektowane są wycieczki celem zwiedzenia najciekawszych budowli inżynierskich w Poznaniu (w tym budowa gmachu P. K. O.), wspólny obiad, a po tym zbiorowe zwiedzanie Działu Budowlanego i reszty Targów. Szczegóły podamy niebawem do wiadomości Oddziałom, a po tym w następnym Biuletynie.

## WYNIK KONKURSU NA BUDOWĘ MOSTU PRZEZ WISŁĘ NA ULICY KAROWEJ.

W chwili oddania Biuletynu do druku otrzymaliśmy wiadomość o rozstrzygnięciu konkursu na budowę mostu przez Wisłę w Warszawie na ulicy Karowej. Niżej podajemy dotychczas zebrane wiadomości w tej sprawie, a szczegółowo omówimy wyniki konkursu w następnym Biuletynie.

Do konkursu zgłoszono 16 projektów, z których dwa zostały nagrodzone i trzy otrzymały wyróżnienia. Pierw-

szą nagrodę (20 tys. zł.) otrzymał projekt Nr. 8-a, nadesłany przez firmę Zieleniewski i Fitzner — Gamper z Krakowa. Według tego projektu most ma mieć konstrukcję ze stali wysokowartościowej, posiadać będzie 6 dźwigarów blachowych spawanych i 6 przęseł wspartych na 5 filarach kesonowych. Przyczółki, zbudowane z betonu, mają być licowane granitem.

Drugą nagrodę (15 tys. zł.) uzyskał projekt Nr. 4, złożony przez inżynierów - architektów: Stanisława Hempla, Czesława Duchnowskiego i Romana Kalinowskiego z Warszawy. Projekt ten przewiduje również stalową konstrukcję mostu o 6-ciu dźwigarach blachowych spawanych, 7 przęsłach wspartych na 6 filarach. Przyczółki żelbetowe mają być również licowane granitem. Według tego projektu oba wiadukty mają być zbudowane ze stali wysokowartościowej i będą posiadać po 3 przęsła złożone z belek blachowych, wsparte na filarach żelbetowych i słupach stalowych. Projekt został nagrodzony za wybitnie dobre rozwiązanie zagadnienia komunikacyjnego oraz za walory urbanistyczne i architektoniczne.

Trzy wyróżnione prace zostały zakupione przez gminę (po 7 tys. zł. każda). Autorami pierwszego projektu oznaczonego Nr. 5 są inżynierowie: Stefan Kaufman, Erwin Pollak, Wacław Olszak i Stanisław Graeffe — z Katowic. Autorami drugiego wyróżnionego projektu (16) są inżynierowie: E. Kuerster, S. Ficher i J. Łowiński. Trzeci wyróżniony projekt (Nr. 2) nadesłał inż. Alfred Freudenthal z Bielska.

Ponadto miasto dodatkowo zakupiło pracę oznaczoną Nr. 10 zaprojektowaną przez spółkę inżynierów: Hempla, Duchnowskiego i Kalinowskiego z Warszawy za trafne rozwiązanie zagadnień komunikacyjnych terenów Powiśla znajdujących się w pobliżu obu wiaduktów.

Prócz nagród i zakupów Sąd Konkursowy przyznał premie dla projektów mostów żelbetowych. Premie te zostały wypłacone z sumy 10 tys. zł. nadesłanych do uznania Sądu Konkursowego przez Związek Polskich Fabryk Portland Cementu.

Pierwszą premię (5 tys. zł.) przyznano pracy Nr. 14, której autorami są inżynierowie: Franciszek Szelański, Zbigniew Wasutyński, Bohdan Lachert i Józef Szanajca; drugą premię (2 tys. zł.) uzyskała praca Nr. 6 inżynierów Wydz. Technicznego Zarządu miejskiego: M. Heinego i T. Kurowickiego; trzecią premię (2 tys. zł.) otrzymali autorzy projektu Nr. 7, inżynierowie: S. Hempel, R. Kalinowski i W. Stokowski; czwartą (1000 zł.) — autorzy projektu Nr. 12: inżynier-architekt Mączyński i Towarzystwo Budowlane inż. K. Strofczyńskiego, Czarnoty - Bojarskiego i sp. za wyróżniające się konstrukcje wiaduktów żelbetowych.

Nowy most ma stanowić odcinek drugiej magistralnej arterii przecinającej Warszawę ze wschodu na zachód. Trasa mostu i projektowanych wiaduktów ma biec wzdłuż ulicy Karowej, obok istniejącego zjazdu ślimakowego, przez wybrzeże Kościuszkowskie, Wisłę, wybrzeże i wał ochronny praski, wzdłuż ul. Brukowej do ulicy Wrzesińskiej na Pradze.

Most przeznaczony będzie dla ruchu tramwajowego, kołowego oraz pieszego. Długość jego łącznie z wiaduktem wynosić ma około półtora km. Szerokość mostu i obydwu wiaduktów — 22 m. z czego na chodniki przeznaczono 5 m. i na jezdnię 17 m.

Koszty mostu bez wiaduktów zamykają się w kwocie około 12 i pół mil. zł.

## KOMUNIKATY ODDZIAŁÓW

### ODDZIAŁ POMORSKI.

Dnia 20 marca b. r. o godz. 18-tej odbyło się w sali reprezentacyjnej Dyrekcji Okręgowej Kolei Państwowych w Toruniu Walne Zebranie członków Oddziału Pomorskiego Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych z następującym porządkiem obrad:

- 1) Zagajenie,
- 2) Wybór przewodniczącego zebrania,
- 3) Odczytanie protokołu z ostatniego walnego zebrania,
- 4) Sprawozdanie z działalności Zarządu,
- 5) Sprawozdanie kasowe i komisji rewizyjnej,
- 6) Zatwierdzenie bilansu i sprawozdania rocznego oraz udzielenie absolutorium ustępującemu zarządowi,
- 7) Wybór nowego prezesa, członków zarządu oraz komisji rewizyjnej,
- 8) Uchwalenie preliminarza budżetowego na rok 1937,
- 9) Wolne wnioski.

Sprawozdanie z powyższego zebrania podamy w następnym Biuletynie.

### ODDZIAŁ WE LWOWIE.

W dniu 8 marca b. r. w sali Polskiego Tow. Politechnicznego ul. Zimorowicza 9, odbył się odczyt inż. Jerzego Nechaya p. t.: „Betoniarstwo jako nowa dziedzina pracy inżyniera”. Odczyt ten wzbudził duże zainteresowanie wśród obecnych.

### ODDZIAŁ W KATOWICACH.

Wybrany na zebraniu w dn. 11.II.37 r. Zarząd ukonstytuował się następująco:

- kol. Wolńciewicz — prezes,
- „ Łazoryk — vice-prezes,
- „ Klarner — sekretarz,
- „ Czaplicki — skarbnik,
- „ Wachniewski — członek Zarządu — komisja odczytowa,
- „ dr. Hupezcyc — zast. członka Zarządu — komisja odczytowa,
- „ Chojecki — zast. członka Zarządu — Komisja wycieczkowa.

Na zebraniu Zarządu w dn. 19.II b. r. postanowiono utworzyć komisję naukowo - odczytową złożoną z kol. Wachniewskiego, Hupezcyc i Honheisera. Zadaniem komisji jest przeprowadzanie odczytów i zebrań dyskusyjnych, prowadzenie kroniki czasopism i zebrań materiałów do opracowania projektu norm. żużla wielkopieczowego.

W dniu 18.II odbył się odczyt kol. inż. R. Piętkowskiego na temat „Mechanika gruntów i jej postępy w związku z kongresami w Cambridge i Berlinie”.

W dn. 12.III b. r. wygłosił odczyt kol. Czaplicki p. t. „Wrażenia z podróży naukowej do Ameryki”.

Sekcja wycieczkowa rozpoczyna swą działalność wycieczką na budowę wielkiego pieca nowego typu w Hucie Piłsudski. W przyszłości przewidziane jest zorganizowanie wycieczki na Targi Poznańskie oraz stałych wycieczek dla zwiedzenia ciekawszych obiektów.

Utrudniający dotkliwie życie koleżeńskie brak lokalu został poczęści usunięty wobec umożliwienia wszystkim zrzeszonym kolegom korzystania z lokalu N. O. I. Oddziału Śląsko - Dąbrowskiego w Katowicach przy pl. Wolności 8.

## KOMISJE

### KOMISJA SPRAW ZAWODOWYCH.

Spełniając zapowiedź z biuletynu Nr. 10 Związku podajemy zainteresowanym kolegom kilka szczegółów odnoszących się zarówno do 1) egzaminu na prawo kierowania robotami budowlanymi (przy czym otrzymuje się równocześnie uprawnienie do sporządzania projektów robót konstrukcyjnych i instrukcyjnych oraz do 2) egzaminu uprawniającego inżynierów do sporządzania projektów architektonicznych robót, do kierowania którymi są upoważnieni.

Przed wszystkim należy zaznaczyć, iż nie można być dopuszczonym wcześniej do zdawania egzaminu 2-go uprawniającego do sporządzania projektów architektonicznych, zanim nie złoży się egzaminu pierwszego tj. egzaminu na prawo kierowania robotami budowlanymi.

Jednakże podanie może zawierać prośbę o dopuszczenie do obydwu egzaminów, z tym, że termin dopuszczenia do egzaminu 2-go będzie ustalony po pomyślnym złożeniu egzaminu pierwszego.

Obydwa egzaminy posiadają odrębne regulaminy, wydane w formie Rozporządzeń Ministerstwa Spraw Wewnętrznych.

Egzamin pierwszy posiada regulamin z dn. 22 marca 1929 r.

Egzamin drugi posiada regulamin z dnia 19.II.1936 r. (pomieszczony w Nr. 10 Biuletynu Związku).

Obecnie odbywają się egzaminy z turnusu wiosennego. Termin zakończenia tych egzaminów zależy jest od ilości zgłoszonych kandydatów i trwać będzie przez marzec, kwiecień, ewent. maj. Ci koledzy, którzy zamierzaliby wziąć udział jeszcze w trwającym turnusie egzaminacyjnym, mogą wnieść podania — jednakże pożądanym jest pośpiech (możliwie do połowy kwietnia). Ci koledzy, natomiast, którzy zamierzają zdawać egzamin w turnusie jesiennym (październik-listopad), proszeni są o składanie podań przynajmniej na 6 tygodni przed terminem rozpoczęcia egzaminów.

Podania do obydwóch egzaminów należy składać do Ministerstwa Spraw Wewnętrznych za pośrednictwem władz administracyjnych II-ej Instancji t. j. Komisarza Rządu na m. st. Warszawę — dla kolegów zamieszkałych w Warszawie, a przez Wojewodę — dla kolegów zamieszkałych na prowincji.

Do egzaminu na prawo kierowania robotami budowlanymi należy dołączyć do właściwego podania: 1) oryginał lub uwierzytelniony odpis dyplomu, 2) dowody odbycia praktyki przy robotach budowlanych, 3) metrykę chrztu lub urodzenia, 4) dowód przynależności państwowej, 5) dwie fotografie zaopatrzone własnoręcznymi podpisami.

W ogólności biorąc egzamin na prawo kierowania robotami budowlanymi polega na wykazaniu znajomości:

- 1) Konstytucji R. P., 2) ustroju władz i urzędów państwowych i samorządowych oraz ich zakresu działania w sprawach administracyjno - budowlanych, 3) przepisów prawa budowlanego, 4) zasadniczych przepisów, odnoszących się do rozbudowy miast, 5) tych przepisów prawa przemysłowego, sanitarnego, elektrycznego, wodnego i drogowego, które mogą mieć zastosowanie w związku z wykonywaniem robót budowlanych, 6) przepisów z dziedziny ubezpieczeń społecznych, w zakresie potrzebnym do wykonywania zawodu, 7) przepisów o postępowaniu administracyjnym i o wyłączeniu.

Szczegółowy program wspomnianego egzaminu wydany został w roku 1934 pod nazwą „Program egzaminu przewidzianego w art. 361, 362, 363 i 364 prawa budowlanego”, zatwierdzony w dniu 13.VII.1934 r. przez Min. Spr. Wewnętrznych i jest do nabycia w Dziale Wydawnictw Min. Spr. Wewnętrznych. Zaznaczamy jednakże, iż licząc od terminu zatwierdzenia tego programu do dnia dzisiejszego — ukazały się w Dzienniku Ustaw dalsze rozporządzenia związane z tematami egzaminacyjnymi, które przed przystąpieniem do egzaminu muszą być również przestudiowane. W następnym numerze Biuletynu podamy wszystkie tytuły tych rozporządzeń z powołaniem się na odpowiednie numery Dziennika Ustaw.

W końcu pragniemy zachęcić naszych członków do jak najliczniejszego składania obydwu egzaminów, a głównie do składania egzaminu na prawo kierowania robotami budowlanymi, a to ze względu na oczywiste korzyści zawodowe, jakie posiadanie tych uprawnień przynosi, niezależnie od korzyści ogólnych jakie pochodzą ze znajomości tematów będących przedmiotem egzaminu.

### KOMISJA TARYFOWA.

Komisja Taryfowa opracowała projekt Normy, którą niżej drukujemy. Wobec tego, iż Norma ta ma być w niedługim czasie ostatecznie zatwierdzona przez Zarząd Związku, prosimy Kolegów o przesłanie nam swych uwag, celem uwzględnienia ich w ostatecznej redakcji powyższej Normy.

#### Projekt

**normy wynagrodzeń za sporządzanie projektu dróg, urzędzenia placów i terenów łącznie z pomiarami technicznymi w terenie.**

#### § 1.

Niniejsze normy wynagrodzeń obejmują wynagrodzenia za projekty:

- a. dróg w różnych terenach niezabudowanych,
- b. dróg w miejscowościach zabudowanych (ulice, miejskie place),
- c. plantowanie terenów pod lotniska, place sportowe, kompleksy budowli i inne, wraz z odwodnieniem powierzchniowym.

#### § 2.

Wynagrodzenie za szkic, projekt i kosztorys ustala się wg. § 1:

- punkt a. od długości osi drogi za 1 km projektu,
- „ b. ulice od długości osi drogi za 1 km projektu, place od 1 ha projektu z pominięciem budynków, zwiększone o powierzchnię w ha, przyjętą do rozważań projektem terenu zabudowanego,
- „ c. od 1 ha projektowanego terenu.

#### § 3.

Za prace wstępne wszelkich projektów, objętych niniejszymi normami (szkic), bez pomiarów w terenie, ustala się ryczałt zawarty w granicach od 100 zł. do 300 zł., zależnie od: odległości obiektu projektowanego od miejsca zamówienia projektu, sposobu uzgodnienia, jakości i rozciągłości przyszłego projektu, warunków przy badaniu terenu i t. p. Przy warunkach specjalnych wynagrodzenie za powyższą pracę należy ustalić indywidualnie.

#### § 4.

Wynagrodzenie za projekty, jak w § 1-a, obejmujące prace:

- a. w terenie:
  1. trasowanie łączne z utrwaleniem w terenie osi drogi wierzchołków łuków i reperów,

2. niwelacja,
3. sondowanie gruntu w miejscach charakterystycznych.
- b. Na projekt techniczny składają się:
  1. Plan orientacyjny w skali 1 : 25000 lub 1 : 100000.
  2. Plan sytuacyjny w skali 1 : 2000 z podaniem granic wyłączenia.
  3. Przekroje poprzeczne normalne w skali 1 : 50.
  4. Przekrój podłużny w skali: dług. 1 : 2000 i wys. 1 : 200 lub dług. 1 : 1000 i wys. 1 : 100.
  5. Przekroje poprzeczne w skali 1 : 100.
  6. Obliczenia światła przepustów i mostów do rozpiętości 10 m.
  7. Rysunki typowych przepustów lub mostów do 10 m rozpiętości z dopasowaniem typów do szerokości drogi w koronie i podaniem rzędnych posadowienia.
  8. Wykaz robót ziemnych z obliczeniem odległości przewozów i ilości przewożonych mas ziemnych oraz wykres transportów mas.
  9. Szczegóły wyjaśniające niektóre miejsca projektu.
  - 9a. Przedmiar robót.
  10. Kosztorys wstępny oparty na cenach rynkowych miejscowości gdzie ma być budowany obiekt wraz z analizą cen.
  11. Opis techniczny.
  12. Szkice szczegółowe reperów i wierzchołków łuków.

Uwaga 1: Na żądanie zleceniodawcy plany mogą być wykonane w skali zbliżonej do wyżej podanych.

Cenę za projekt szczegółowy 1 km drogi obliczamy wg. następującego wzoru:

$$K_1 = 500 \left( 1 + \frac{b}{2L} + \frac{p}{2L} \right)$$

$K_1$  — ryczałt w złotych,

$L$  — długość trasy w kilometrach,

$b$  — długość terenu zabudowanego w kilometrach,

$p$  — długość terenu pagórkowatego w kilometrach. Za teren pagórkowaty uważa się teren o trasie drogi posiadającej więcej jak 50%, spadków powyżej 5%.

Uwaga 1: Za projekt drogi w terenach górzystych, wymagających trasowania spadkami miarodajnymi, cena jednostkowa winna być ustalona na podstawie specjalnej umowy.

Uwaga 2: Opłata za projekt obejmuje również koszty wszelkich materiałów i pomocy potrzebnych do prac w terenie i do sporządzenia projektu.

#### § 5.

Za odcinki dróg, biegnące lasem lub zagajnikami, cena jednostkowa za projekt tych odcinków zwiększa się o 20%.

#### § 6.

Wynagrodzenie za przeprojektowywanie dróg istniejących, tak w planie jak i w przekroju z uwzględnieniem jakości i przydatności starej nawierzchni, stosuje się ceny podane w § 4 bez zmian.

#### § 7.

Za obliczenia statyczne i rysunki konstrukcyjne przepustów i mostów nie ujętych typami M. R. P. należy się oddzielna opłata. Tak samo należy postępować przy wyznaczaniu wynagrodzenia za projektowanie wszelkich murów oporowych.

#### § 8.

W razie konieczności opracowania kilku wariantów dla danego odcinka projektowanej drogi należy się opłata za

całkowitą długość wszystkich wariantów, tak jak za projekt zasadniczy.

## § 9.

Wynagrodzenie za projekty wyszczególnione w § 1 b. wymaga prac, jak w § 4 ze zmianą.

1. Plan orientacyjny w skali 1 : 1000 lub 1 : 2500,
2. Plan sytuacyjny w skali 1 : 500 lub 1 : 250,
3. Przekrój podłużny w skali: dług. 1 : 500 i wys. 1 : 100.

Pomiary techniczne szczegółowe winny obejmować sytuację budynków, oraz zaniwelowanie schodów, wejść i podjazdów do bram budynków. Pomiary sytuacyjne i wysokościowe winny obejmować teren otaczający dla zbadania zasięgu spływających wód do projektowanej drogi oraz nawiązania się z drogami istniejącymi. Projekt winien również uwzględniać warunki wynikające z planów pracowniczych zabudowy.

Uwaga 1: Przy warunkach ustalonych za trudne, ceny winny być omówione specjalnie.

Wynagrodzenie za projekty placów, szerokich podjazdów pod rampy kolejowe, magazyny, projekty placów węglowych z ułożoną nawierzchnią dla ruchu kołowego, place i rampy dla manipulacji ruchu lotniczego na lotniskach.

Za 1 ha zaprojektowanego placu zł. 600.

Uwaga 1: Za wykonywanie wszelkich pomiarów w porze zimowej dolicza się 25% w stosunku do długości mierzonej.

Uwaga 2: Za pomiary w terenie bagnistym zwiększa się stawkę o 40% w stosunku do długości mierzonej.

## § 10.

Wynagrodzenie za projekty wyszczególnione w § 1 c obejmuje prace:

1. Plan wysokościowy wykonany siatką o oczkach powyżej  $20 \times 20$  cm w skali 1 : 1000 lub zbliżonej, z dodatkowym uwzględnieniem punktów charakterystycznych wraz z wykazem badania gruntu.
2. Projekt plantowania terenu wraz z wyznaczeniem transportu mas ziemnych.
3. Wykaz ilości mas robót ziemnych.
4. Przekroje charakterystyczne projektowanego terenu.
5. Wykaz graficzny na planie warstwicowym projektu spływu wód powierzchniowych z oznaczeniem jego procentowego spadku oraz kierunku.
6. Opis techniczny uzasadniający spełnienie warunków projektu.
7. Warianty szkicowych rozwiązań uzasadniające właściwy wybór projektu najmniej w ilości 3.

Powierzchnie zajęte projektem ha.	Za wykonanie pomiarów wysokościowych terenu siatką $20 \times 20$ m i punktami dodatkowymi. Cena jednost. za 1 ha	Za wykonanie projektu plantowania jednostkowa za 1 ha zł.
do 1	70	100
3	50	60
10	40	40
20	30	35
50	25	30
100	15	25
150	12	20
200	10	17
powyżej 200	9	17

Uwaga 1: Wartości pośrednie należy interpelować liniowo.

Uwaga 2: Za zdjęcie terenów lesistych, górzystych i bagnistych stawka zostaje zwiększona o 50%.

Uwaga 3: Za zdjęcia w porze zimowej stawka zostaje zwiększona o 25%.

## § 11.

Wynagrodzenie za projekty obwałowań rzek, strzelnic, placów sportowych, boisk i t. p. może być oparte na wyżej podanych normach, zmodyfikowane warunkami zadanymi i miejscowymi.

## § 12.

Wszystkie powyżej podane normy rozumieją się za wykonanie matrycy projektu: 2 egzempl. światłodruku. Dalsze egzemplarze daje się za osobną dopłatą.

## § 13.

Należne wynagrodzenie winno być wypłacane w następujący sposób:

Po rozpoczęciu prac w terenie 10%.

Po ukończeniu pomiarów terenowych 30%.

Po złożeniu projektu 80%.

Reszta po zatwierdzeniu projektu, lecz nie później jak w 6 miesięcy po złożeniu projektu.

## KOMISJA ZAGRANICZNA.

Wystawa Międzynarodowa w Paryżu ma się odbyć pod hasłem „Sztuki i Technik”. Związek nasz, uważając, że technika konstrukcyjna powinna być na takiej wystawie reprezentowana, zwrócił się do Komisarza Rządowego Działu Polskiego z prośbą o zarezerwowanie odpowiedniego miejsca.

## KOMISJA IZOLACYJNA.

Na posiedzeniu w dn. 10 marca r. b. Komisja ostatecznie uchwaliła normy asfaltów przeznaczonych do izolacji PN/B-614 — A, B, C i B, normę Podkładu asfaltowego do gruntowania PN/B-615 oraz normę Tektury filcowej do wyrobu pap PN/B-610. Normy te zostaną obecnie przesłane do PKN. celem ogłoszenia w Wiadomościach PKN. Uchwalone przez Podkomisję Pap normy pap asfaltowych będą rozpatrzone przez Komisję po opracowaniu normy mas asfaltowych do wyrobu pap, co jest obecnie przedmiotem narad między rafineriami. Dla opracowania norm warunków technicznych wykonywania robót utworzono specjalną Podkomisję. Podkomisja Pap, oprócz wyżej podanych prac przystąpi niedługo do rewizji istniejących norm pap smołowych.

## KOMISJA KONSTRUKCYJ DREWNIANYCH.

Nowe przepisy polskie, dotyczące projektowania konstrukcyj drewnianych, uchwalone na podstawie referatu prof. dr. inż. W. Żenczykowskiego przez Komisję Konstrukcyj Drewnianych, zostały ogłoszone jako projekt normy PN/B-1710 w „Wiadomościach Polskiego Komitetu Normalizacyjnego” Nr. 10 i 11 ub. r. Wobec niezgłoszenia żadnych zastrzeżeń do dn. 1 lutego r. b., norma PN/B-1710 została prowizorycznie zatwierdzona do czasu ostatecznego zatwierdzenia jej przez Komisję Ogólną P. K. N., co nastąpić ma w najbliższym czasie.

Na ostatnim posiedzeniu Komisji Konstrukcyj Drewnianych, ustalono, że następnym tematem prac Komisji będzie projekt normy pali drewnianych, który opracowuje mjr. Sobiesław Zaleski.

## KOMISJA BADAŃ GRUNTÓW.

Komisja Badań Gruntów opracowała zalecenia, dotyczące rozmieszczenia i głębokości otworów wiertniczych przy badaniu gruntów pod zamierzone budowle, które drukuje-



my w niniejszym numerze „Przeglądu Budowl.”. W literaturze obcej znane nam są podobne ogólne zalecenia, wydane przez Wydział Studiów nad gruntami Niemieckiego Towarzystwa Budowlanego; wskazówki niemieckie są jednak bardzo krótkie i ogólnikowe, mniej gruntownie i mniej wyraźnie opracowane.

### KOMISJA ODCZYTOWO-WYCIECZKOWA.

#### Wycieczka do Paryża.

W sprawie wycieczki do Paryża, Komisja Zagraniczna, poza kontaktem z organizacjami inżynierskimi we Francji i Komitetem Wystawy Wszechświatowej, porozumiewa się z biurami podróży i kierownikami wycieczek, zbierając niezbędne informacje. Narazie możemy Kolegom podać do wiadomości kilka alternatyw tras wycieczkowych, jakie w obecnym stadium pertraktacji zgrubsza zarysowały się:

I alt. 10 dniowa wycieczka koleją dla 200 osób w początkach lipca r. b. Trasa: Warszawa — Poznań — Berlin — Strassburg — Paryż i z powrotem. 7 dni w Paryżu, 1 dzień w Berlinie, 2 dni w podróży;

II alt. 9 dniowa wycieczka koleją — trasa, jak wyżej;

III alt. 14 dniowa, autokarami (dla ok. 120 osób) w 3 terminach: czerwiec, lipiec, wrzesień. Trasa: Warszawa — Poznań — Berlin — Dortmund (wystawa techniczna) — Bruksela — Paryż i z powrotem przez Kolonię; 7 dni w Paryżu, reszta w Berlinie, Dortmundzie, Brukseli i w drodze;

IV alt., jak III-a, lecz z odnogą na Rivierę; również 14 dniowa — pobyt w Paryżu skrócony do 4 dni;

V alt., jak III-a, lecz powrót przez Zürich, Wiedeń; 17 dniowa. Koszty wycieczki w zależności od jej trasy i czasu trwania będą się kalkulować w granicach 250 zł. do 500 zł.

Komunikujemy ponadto, iż we wrześniu r. b. odbędą się w Paryżu 2 Kongresy Inżynierskie.

Szczegóły finansowe podamy Kolegom w najbliższej przyszłości; Komisja przeprowadzi starania o umożliwienie spłaty części kosztów wycieczki na kilka miesięcznych rat.

W celu zorientowania się, jakie są dezyderaty Kolegów, dotyczące techniki zorganizowania wycieczki, Komisja prosi o łaskawe nadsyłanie do Sekretariatu Związku odpowiedzi na poniższą ankietę:

1. Jaki termin wycieczki najbardziej odpowiadałby Koledze i dlaczego? (Wystawa ma trwać od maja do listopada r. b.).
  2. Jaka trasa i czas trwania wycieczki najbardziej Koledze odpowiadają? (Prosimy wybrać jedną z podanych alternatyw lub podać własną).
  3. Czy wycieczka ma odbyć się koleją, czy autokarami?
  4. Gdzie, zdaniem Kolegi, warto się zatrzymać po drodze i dlaczego?
  5. Czy w koszty wycieczki należy wliczyć mieszkanie i utrzymanie?
  6. Propozycje własne.
- Odpowiedzi na ankietę (w kopertach, zaadresowanych:

„Ankieta w sprawie wycieczki do Paryża na Wystawę Światową”) winny być nadesłane najpóźniej do dn. 15.IV. 1937 r. Wobec tego, iż chcielibyśmy wiedzieć, ilu Kolegów wzięłoby udział w wycieczkach, zorganizowanych przez Związek — prosimy wszystkich członków Związku o prowizoryczne zapisywanie się na listę w Sekretariacie Związku, lub zgłoszenie telefoniczne.

#### Sprawozdanie z wycieczki na Targi Lipskie.

W dniu 27.II r. b. wyruszyła z Warszawy wycieczka naszego Związku na Targi Lipskie. Pierwszy dzień uczestnicy wycieczki spędzili w Berlinie, zwiedzając autokarem miasto z uwzględnieniem nowo wzniesionych budowli, a w szczególności Deutschlandshalle, węzeł Jankowitzerbrücke, lotnisko i Wielki Stadion z zabudowaniami Reichsportsfeldu. Wszystkie nowo wzniesione budynki wywarły na uczestnikach wycieczki imponujące wrażenie, wykazując olbrzymią pracę, wykonaną przez Trzecią Rzeszę. Szczególnie potężnie i pięknie wyglądają: Wielki Stadion oraz inne sportowe zabudowania olimpijskie.

Po południu wycieczkowicze spędzili czas na Wystawie Samochodowej, oglądając olbrzymią ilość samochodów, motocykli i t. d. różnych typów, o różnej cenie, świadczącej o daleko posuniętym rozwoju przemysłu motoryzacyjnego dzisiejszych Niemiec. Resztę czasu zużyto na oglądanie życia miasta, po czym wieczorem wycieczka odjechała do Lipska.

Po przybyciu tegoż dnia jeszcze do Lipska uczestnicy wycieczki rozjechali się na kwatery by odpocząć po pracowicie spędzonym dniu i po uciążliwej dosyć podróży.

Następnego dnia rano autokarem zwiedzono miasto, a w szczególności Pomnik Bitwy Narodów, wznoszący się ponad miastem, imponujący swoją wielkością. Po objęździe miasta wycieczka złożyła w imieniu Związku kwiaty na pomniku Ks. J. Poniatowskiego, po czym, po spożyciu obiadu wycieczkowicze grupami udali się na miasto, zwiedzając śródmieście Lipska z jego Wielkimi Targami Handlowymi.

Drugi dzień spędzono na Targach Technicznych, oglądając w szczególności dział budowlany, b. szeroko potraktowany, b. bogaty dział maszyn budowlanych oraz halę konstrukcyjną stalowych, w której szczególnie ciekawie przedstawiały się schrony różnych typów i konstrukcyj.

Trzeciego dnia pobytu wzięto udział w wycieczce w okolicy Lipska autokarami, urządzonej specjalnie dla uczestników Targów Technicznych. Zwiedzono między innymi dwie nowo rozbudowane fabryki pod samym Lipskiem, a to przedalnię oraz fabrykę maszyn. Obie fabryki niedawno rozbudowane posiadały wszelkie nowoczesne urządzenia techniczne ostatniej doby. W dalszym ciągu pokazano roboty ziemne przy regulacji Elstery, most żelbetowy na rzece, po czym zwiedzono przecięcie się autostrad Berlin — Monachium i Drezno — Hannover, skąd autostradą udano się do miasta Weissenfels. Tutaj po spożyciu śniadania wycieczka nasza z powodu spóźnionej pory odłączyła się udając się pociągiem do Lipska, skąd wieczorem nastąpił odjazd przez Wrocław do Warszawy.

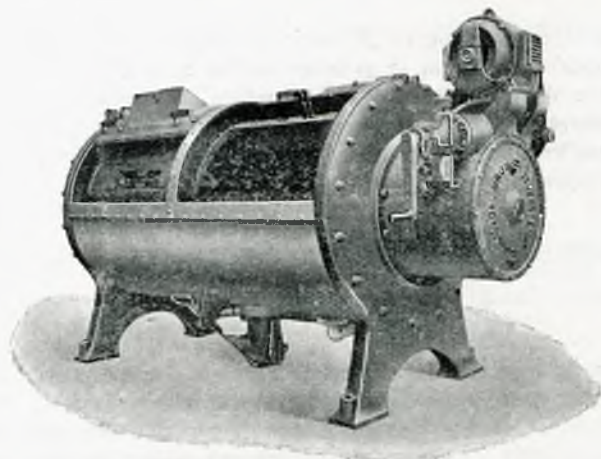
**Nauka jest wynikiem doświadczeń Twoich poprzedników  
Twoje doświadczenie niech będzie nauką dla następców**

# MASZyny PRALNICZE

kompletne urządzenia pralni  
mechanicznych, stałych i przewoźnych

# MOTOPOMPY „SYRENA„

różnych wielkości



Pralnica o ładowności 100 kg suchych tkanin z napędem bezpośrednim od silnika elektrycznego

## AUTOPOGOTOWIA na własnych i dostarczanych do obudowy podwoziach AUTOPOMPY-AUTOCYSTERNY

wykonywa

Towarzystwo Przemysłowe Zakładów Mechanicznych

# LILPOP RAU I LOEWENSTEIN S. A.

WARSZAWA, UL. BEMA Nr. 65

Biura sprzedaży telefony Nr. 275-43, 505-94, 246-42

## DRZEWKA I KRZEWY

owocowe, ozdobne, iglaste i liściaste, krzewy żywoplotowe itp. polecają na sezon wiosenny w dużym wyborze

**SZKÓŁKI PODZAMECKIE**

**Hr. Franciszka ZAMOYSKIEGO**

Poczta MACIEJOWICE, woj. Lubelskie

Cenniki na żądanie wysyłamy bezpłatnie.

Informacje w Warszawie tel. 12-54-54

## PALE FRANKI W POLSCE

Warszawa, Kanonja 20, tel. 5.96-51

## BUDOWA FUNDAMENTÓW

### PRZETARG.

Zakład Ubezpieczeń Społecznych ogłasza przetarg na wykonanie robót stolarskich w domach mieszkalnych w Warszawie przy ul. Belwederskiej 38/40.

Przedmiary przetargowe można otrzymać do dnia 18.III.1937 r. w godzinach od 10 do 13 w gmachu ZUS. w Warszawie, przy ul. Czerniakowskiej Nr. 231 (pokój Nr. 416), gdzie są do przejrzania: projekt budynku, rysunki stolarszczyzny, warunki ogólne i przepisy techniczne wykonania robót.

Opłata za komplet przedmiarów przetargowych wynosi zł. 5.— (pięć).

Wadium w kwocie zł. 7.000.— należy składać w kasie ZUS. (pokój Nr. 2) do godz. 13 m. 30 dnia 1-go kwietnia 1937 r.:

1) w gotówce,  
2) w czekach imiennych na rzecz ZUS. z gwarancją bankową, stwierdzającą, że pokrycie czeków będzie utrzymane do dnia 1-go maja 1937 r.,

3) w bankowych listach gwarancyjnych z ważnością do dn. 1-go maja 1937,

4) w papierach procentowych pupilarnych.

Oferty przetargowe w zalakowanych kopertach firmowych z napisem: „Zakład Ubezpieczeń Społecznych — Warszawa, ul. Czerniakowska 231 — przetarg na roboty stolarskie w domach mieszkalnych w Warszawie przy ul. Belwederskiej 38/40” z dołączonym w oddzielnej kopercie firmowej dowodem złożenia wadium, składać należy w pokoju Nr. 416 do dnia 2-go kwietnia 1937 r. do godz. 10-tej, o której nastąpi otwarcie ofert.

Zakład Ubezpieczeń Społecznych zastrzega sobie prawo swobodnego wyboru firmy, podziału zamówienia między kilku oferentów, jak również powierzenia części zamówienia.

Zaznacza się, że wszelkie opusty deklarowane po otwarciu ofert nie zostaną uwzględnione.

## PRZETARGI Z OSTATNIEJ CHWILI

Poniżej podajemy przetargi, które otrzymaliśmy po zamknięciu ostatniego Biuletynu:

### WARSZAWA

3171. Dyr. Okr. Kol. Państw. w Warszawie ogł. przet. na budowę tunelu osobowego z wiatami w Piastowie. Wadium 2%. Otw. of. 20/IV-g. 9. Of. składać do godz. 8.45 tegoż dnia do skrzynki w Wydz. Zasobów Dyr., Warszawa, Targowa 74. Inform. i druki of. w Wydz. Drog. Dyr., Targowa 74, w godz. 12 — 14 (w soboty od 12 — 13.30) pokój Nr 207 — po wpłaceniu 5 zł za komplet w pokoju 235.

3172. Wydz. Techn. Zarządu Miejsk. w m. st. Warszawie ogł. przet. na zabrukowanie dojazdów do Wiaduktu Marymonckiego nad torami st. Warszawa - Gdańska. Ślepe koszt. w cenie 2 zł za sztukę można nabyć w Sekcji Zakupów i Przetargów (Daniłowiczowska 3, II p. pokój 38) w godz. 10 — 12. Termin skład. of. upływa 2/IV-godz. 10.

3173. Wydz. Techn. Zarządu Miejskiego w m. st. Warszawie ogł. przet. na sprzedaż budynków przeznaczonych na rozbiórkę znajdujących się na posesji miejskiej przy ul. Solec 14. War. przet. i opis budynków w cenie 3 zł za komplet do nabycia w Sekcji Zakupów i Przetargów, Daniłowiczowska 3, II p. pokój 38. Termin składania of. upływa 6/IV-godz. 10.

### BRZEŚĆ N. BUGIEM

3174. Urz. Woj. Poleski ogł. przet. na wykończenie budowy środkowego bloku gmachu Urz. Woj. w Brześciu ok. 22000 m<sup>3</sup> (roboty terenowe, murarskie i kamieniarskie, tynkarskie, posadzkowe, blacharskie, stolarskie, ślusarskie, szklarskie i różne). Przet. odbędzie się 12/IV-godz. 10 w lokalu Wydz. Komunik.-Budowl. Urz. Woj. Poleskiego ul. Pułaskiego 1 w Brześciu n. B. Wadium 4%. Inform. i druki of. w Oddz. Budowl. Urz. Woj. Poleskiego, Brześć n. B.

### KRAKÓW

3175. Oddział Drogowy P. K. P. w Krakowie ogł. przet. na: 1) wykon. kanaliz. budynku, przystanku Wieliczka — Rynek, 2) rmt budynku dworcowego st. Szczakowa, 3) rmt budynku dworca w st. Trzebinia. Firmy mogą wnosić of. na wszystkie lub na jedną robotę. Of. składać w biurze Oddz. Drog. P. K. P., Kraków, pl. Kolejowy 2, I p. do godz. 9 dnia 14/IV, otw. of. tegoż dnia o godz. 10. Wadium 3%. Inform. i druki of. otrzymać można w Oddz. Drog. w Krakowie, pl. Kolejowy 2, I p. w godz. 10 — 12.

### TORUŃ

3176. Dyr. Okr. Kol. Państw. w Toruniu ogł. przet. na wykonanie budynku administr. (ok. 3000 m<sup>3</sup> obudowanej przestrzeni) i magazynu tej samej objętości dla Ekspedycji Towarowej w Gdyni. Podkładki of. otrzymać można za opl. 8 zł wzgl. 9 zł przy przesłaniu pocztą w Dyr. O. K. P. w Toruniu, pokój 428, gdzie również można otrzymać inform. W sprawie obejrzenia miejsca robót należy zwracać się do Oddz. Drog. w Gdańsku i do Kierown. Budowy przy odcinku Drogowym I w Gdyni, ul. Morska. Of. składać w Dyr. O. K. P. w Toruniu do 12/IV-g. 11, otw. of. tegoż dnia o godz. 12 w Dyr. P. K. P. w Toruniu w sali konferenc. wzgl. w pokoju 428. Wadium 2%.

## SPROSTOWANIE

W Biuletynie Przetargowym Nr 13 z dn. 20 marca b. r. w przetargu Nr 3168 Powszechnego Zakł. Ubezp. Wzajemnych data otwarcia ofert powinna być 8/IV-godz. 12.

**Tow. Przemysłu Leśnego  
i Stolarnia Mechaniczna**

## „JASKRÓW”

Spółka z ogran. odpow.

**Centrala:** CZĘSTOCHOWA,  
ul. Kilińskiego 3. Telefon 10-27.

**Przedstawicielstwo**

WARSZAWA, T. Guzowski  
ul. Czackiego 19, telefon 530-95

Wykonuje wszelkie roboty wchodzące  
w zakres **stolarstwa budowlanego**.

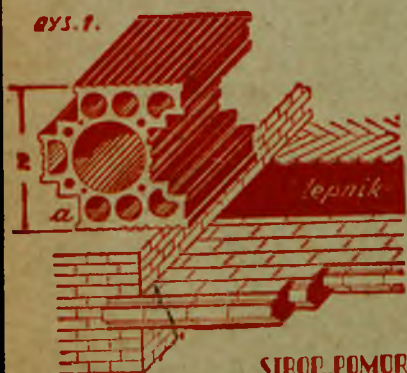
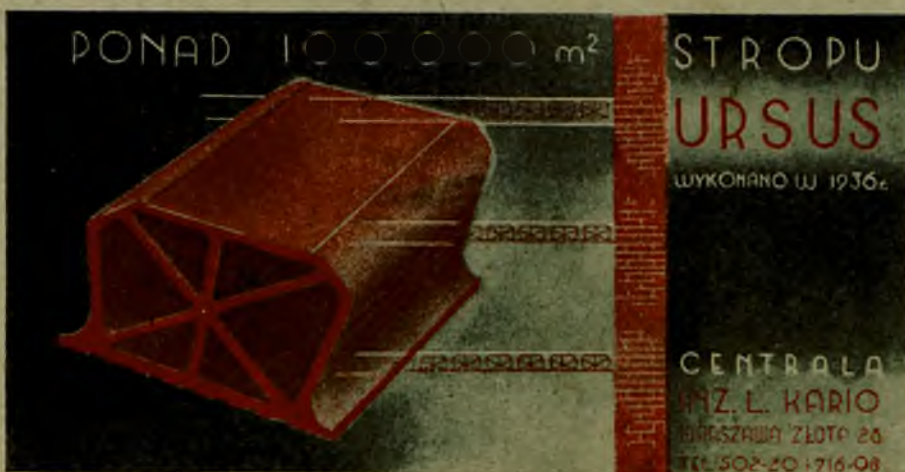
# „DUROLITH”

**plyta budowlana z wełny drzewnej,  
spojona cementem — ogniotrwała**

Stosuje się do ścian działowych, nadbudówek,  
wypełnienia szkieletowych konstrukcji.

Izolacja cieplna i dźwiękowa.

Sprzedaż: „EXIMIA” Warszawa, ul. Kredytowa 16  
Tel. 6-36-98.



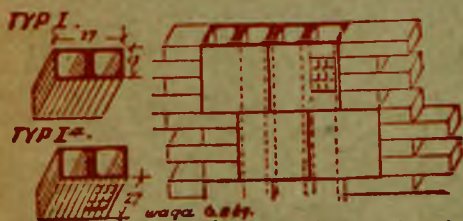
**STROP  
„POMORZE”**  
zastrzeżony pa-  
tentami w Polsce  
i zagranicą.

Łatwy w wyko-  
naniu, mało aku-  
styczny, najtań-  
szy z istnieją-  
cych.

**STROP „POMORZE”  
POMORSKIE ZAKŁADY**

**CERAMICZNE**  
Sp. Akc.  
**W GRUDZIĄDZU**

Kosztorysy i oferty wysyła fabryka w Grudziądzu  
i Biuro Sprzedaży w Warszawie, Al. Ujazdow-  
skie 30 m. 16, tel. 9-58-07.



**PUSTAKI  
WENTYLACYJ-  
NE I KOMINO-  
WE** dla wmuro-  
wania w ścian-  
ki działowe i  
mury.

**Przewody** tylko ceramiczne okrągłe izolowane  
dają gwarancję dobrego wyciągu.

**KANALIZACYJNE  
KAMIONKOWE**

rury i kształtki  
dostarcza na  
prawach wyłączności

**CENTRALA SPRZEDAŻY  
WYROBÓW KAMIONKOWYCH**

tel. 296-32 i 279-64  
P. K. O. 2 1797

Warszawa, Kredytowa 9, m. 10.  
telegram. „Warszawa-Kamionka”

**REPREZENTOWANE FABRYKI:**

„MARYWIL” Fabryki wyrobów  
szamotowych i kamionkowych  
w Radomiu i Suchedniowie.

Kaweczyńskie Zakłady Cegielniane  
Kazimierza

**GRANZOWA Sp. Akc.**  
w Kaweczynie pod Warszawą

Zakłady Ceramiczne

„ZŁOTOGLIN”

Sp. Akc. w Warszawie

Na żądanie wysyłamy gratis warunki techniczne  
wyrobu i doboru

# DRZWI DRZEWO OSTAL



Polimofiz

# STARACHOWICE