

CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN POLSKIEGO TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE

TOM 55

LWÓW, 10 PAŹDZIERNIKA 1937 R.

Nr. 19

Inż. Zygmunt Marynowski.

(Wspomnienie pośmiertne).

W dniu 19 sierpnia 1937 r. zmarł we Lwowie śp. Inż. Zygmunt Marynowski, Członek Polskiego Towarzystwa Politechnicznego od lat 36-ciu, a ostatnio Członek Wydziału Głównego.

Śp. Inż. Zygmunt Marynowski urodził się dnia 13 listopada 1876 r. w Tarnowie. Gimnazjum ukończył w Jarosławiu w r. 1895, zaś dyplom na Wydziale Inżynierii Politechniki Lwowskiej uzyskał w r. 1901. Brał żywy udział w życiu akademickim, wybierany wielokrotnie do zarządu Bratniej Pomocy Studentów Politechniki. Już w czasie studiów odbywał praktykę wakacyjną w kierownictwie budowy kolei Przeworsk - Rozwadów. Jako inżynier komunikacji pracował kolejno w kierownictwach budowy kolei Lwów-Sambor, Sambor — Użok i Lwów — Przemyślany — Podhajce.

Z początkiem roku 1914 został przeniesiony do kierownictwa budowy kolei Knin-Pribudic w Dalmacji z siedzibą w Splicie. Spędził tam trzy pierwsze lata wojny światowej i przechodził ciężkie chwile z powodu dotkliwego braku żywności i niedostatku w tej krainie skalistej a odciętej blokadą wybrzeży od strony morza. Po powrocie do kraju, z początkiem roku 1918 objął kierownictwo budowy stacji przetokowej w Trzebionce i drugiego toru Trzebienia-Granicza. Gdy budowa ta po upadku Austrii stała się nieaktualna, już z ramienia Polskich Kolei Państwowych pracował w r. 1919 jako naczelnik

odcinka przy budowie kolei Kutno-Strzałków. W tym czasie stracił żonę po 8-miu latach bezdzietnego pożycia małżeńskiego. W r. 1920 kierował budową kolei Kutno-Płock dokąd, wówczas dotarła pożoga wojny bolszewickiej, tak że musiał zająć się kopaniem okopów pod Płockiem.

Po ukończeniu tej kolei pracował w Wydziale drogowym Dyrekcji Kolei Państwowych we Lwowie jako zastępca naczelnika, następnie zaś w Wydziale nawierzchni w Ministerstwie Komunikacji. Po wysłużeniu pełnego okresu służbowego w 55-tym roku życia przeszedł na własne żądanie w stan spoczynku jako starszy radca Kolei Państwowych i zamieszkał we Lwowie.

Zmarłego cechowała od najmłodszej młodości stałość i śmiałość w wypowiedzeniu swych przekonań, co jednało Mu ogólny szacunek i zaufanie. W swym zawodzie był wybitnym i bardzo cenionym fachowcem.

Dla podwładnych był przełożonym umiejącym zawsze należycie ocenić wartość pracy.

W Polskim Towarzystwie Politechnicznym, do którego należał od lat 39, pracował w Wydziale Głównym od roku 1932 do 1936, początkowo jako zastępca sekretarza a następnie jako sekretarz. Od roku, zmożony ciężką słabością, nie mógł już pełnić tych obowiązków. Był szczerze oddany sprawom Towarzystwa, to też pamięć o Nim, mimo że odszedł od nas, będzie nam zawsze droga.



* 1876 Inż. Z. MARYNOWSKI † 1937

Prof. A. KURYŁŁO
(LWÓW)

Zasady obliczania zginanych elementów żelbetowych według najnowszych badań.

W ciągu ostatnich kilku lat opublikowano w czasopiśmie „Beton u. Eisen“ i w osobnych wydawnictwach szereg prac, zajmujących się podstawami obliczeń statycznych ustrojów żelbetowych i krytyką zasad ustalonych w końcu ubiegłego i z początkiem bieżącego stulecia. W tasiecowych artykułach atakowano dotychczasowe zasady, rzucając się głównie na niewłaściwość przyjmowania stałej wartości n , oznaczającej stosunek współczynników sprężystości stali do betonu. Powstały nowe metody, nie posługujące się liczbą n , przyjmujące jednak w sposób dowolny inne wielkości. Większość autorów tych publikacji, popierając swe wywody stosownie przez siebie interpretowanymi doświadczeniami, domaga się radykalnej zmiany dotychczasowych sposobów obliczania, które, według ich zdania, mają być zupełnie błędne.

W rzeczywistości sytuacja nie przedstawia się tak tragicznie i, jak się zdaje, większość proponowanych nowych metod nie znajdzie zastosowania, jak również nie będzie potrzeba zmieniać zasad obliczeń, określonych przepisami.

Rzeczowo, z uwzględnieniem wymogów teorii i praktyki, przedstawiona jest sprawa podstaw obliczania żelbetowych elementów zginanych w jednym z ostatnich zeszytów prac badawczych niemieckiego związku dla spraw żelbetnictwa¹⁾. Z uwagi na charakterystyczny sposób ujęcia zagadnienia i wyniki, praca ta zasługuje na streszczenie, co jest celem niniejszej notatki.

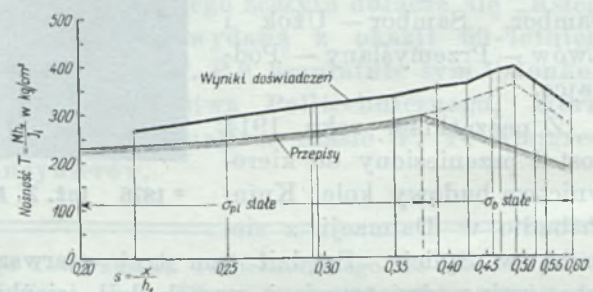
Jak wiadomo, złamanie belki żelbetowej w przekroju największego momentu zginającego nastąpić może wskutek przekroczenia granicy plastyczności wkładek lub wskutek przekroczenia granicy wytrzymałości betonu na ściskanie. Normalnie skonstruowane belki, zwłaszcza teowe, ulegają złamaniu przy osiągnięciu granicy plastyczności wkładek. Procent przekroju wkładek nie przekracza wtedy zwykle jedności. Belki o nadmiernym przekroju wkładek łamią się przy przekroczeniu granicy wytrzymałości betonu na ciśnienie. Granice procentów wkładek, zależne od wytrzymałości betonu na ciśnienie, podano niżej w zestawieniach tabelarycznych. Oczywiście również belki o słabym procencie przekroju wkładek łamią się ostatecznie wskutek przekroczenia wytrzymałości betonu na ciśnienie. Jest to jednak już objaw wtórny, gdyż zjawisko takie występuje dopiero po pewnym czasie, gdy rysy strefy ciągnionej, powstałe przy przekroczeniu granicy plastyczności, dostatecznie się rozszerzą i podejną ku górze, zmniejszając wydatnie przekrój strefy ciśnionej.

Podział na dwa okresy, tj. okres ważności granicy plastyczności wkładek i okres ważności wytrzymałości betonu na ciśnienie posłużą do

racjonalnego przedstawienia sprawy zasad obliczania elementów zginanych. W okresie pierwszym przyjęta jest stała wielkość natężenia przy granicy plastyczności wkładek σ_{pl} , w okresie drugim stała wartość ciśnienia betonu σ_b (ryc. 2). Przyjawszy wyrażenie charakteryzujące nośność belki

$$T = \frac{M \cdot h_1}{I_i}$$

da się przedstawić wykreślnie porównanie nośności belek według dotychczasowego sposobu obliczania i według doświadczeń. W ryc. 1 podano jeden z charakterystycznych wykresów wymienionej pracy. Okazuje się, że w obrębie pierwszego okresu wartości doświadczalne leżą średnio o 10% wyżej od wartości, otrzymanych z obliczeń według obowiązujących przepisów, przy czym przebieg odnośnych krzywych jest prawie równoległy. W okresie drugim natomiast wartości doświadczalne leżą znacznie wyżej od wartości obliczonych według przepisów i przebieg obu krzywych jest różny. Krzywa kreskowana w drugim okresie (ryc. 1) odpowiada wynikom proponowanej niżej metody dla okresu drugiego. Szereg zestawionych wyników tego rodzaju, jak w ryc. 1, stwierdza, że dla okresu pierwszego, tj. dla belek o słabym procencie przekroju wkładek, zatem dla *wszystkich normalnie skonstruowanych belek teowych i większości belek prostokątnych metoda obliczania, ustalona obowiązującymi obecnie przepisami, jest bez zarzutu i dla tego typu belek żadne zmiany zasad obliczania nie są wskazane.*



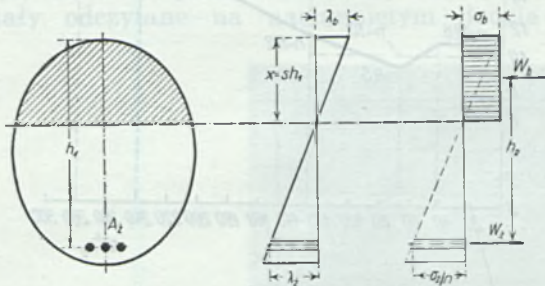
Ryc. 1.

Nośność belki prostokątnej obliczona według obowiązujących przepisów i według doświadczeń.

Proponowany sposób obliczania w okresie ważności wytrzymałości betonu na ciśnienie, jako miarodajnej przyczyny złamania belki, polega na następującym rozumowaniu. Gdy skrajna warstwa betonu w przekroju największego momentu zginającego osiągnie wytrzymałość na ciśnienie, nie następuje jeszcze złamanie belki, lecz faza II b przechodzi w nową fazę II c, w której to fazie beton staje się plastyczny. Położenie osi obojętnej nie ulega wtedy zmianie, a wytrzymałość betonu na ciśnienie może być

¹⁾ E. Friedrich: „Die Tragfähigkeit von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen“. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. H. 85. Berlin 1937.

przyjęta jako równa wytrzymałości słupów ściśkanych. Przyjąwszy nadto ważność prawa Hooke'a, przyjęcia Navier'a, stałość ciśnienia σ_s na całej partii strefy ściśkanej i założywszy równowagę sił w każdym przekroju, otrzymamy, jako podstawę rozpatrywania rozkład odkształceń i nateżeń normalnych, przedstawiony w ryc. 2.



Ryc. 2.

Założenia dla proponowanej metody obliczania belek prostokątnych w okresie ważności wytrzymałości betonu na ciśnienie. Faza II c.

Jeżeli pominiemy rozpatrywanie belek teowych, jako w przeważającej liczbie przypadków posiadających słaby procent przekroju wkładek, to dla belki prostokątnej, na podstawie przyjęć ryc. 2, dojdziemy do podstawowego wzoru, służącego do oznaczania wysokości użytecznej, w postaci

$$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Wzór ten ma zupełnie taką samą budowę, jak znany wzór dla okresu ważności granicy plastyczności wkładek, z tą różnicą, że współczyn-

Tabela 1.

$\sigma_{pi} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

p_i %	$R_{28} = 160 \text{ kg/cm}^2$ c_1	s
0,10	0,935	0,159
0,20	0,683	0,216
0,30	0,550	0,259
0,40	0,479	0,292
0,50	0,431	0,320
0,60	0,393	0,345
0,70	0,370	0,365
0,80	0,347	0,384
0,90	0,327	0,402
1,00	0,311	0,418
1,10	0,298	0,433
1,20	0,286	0,446
1,30	0,275	0,460
1,40	0,266	0,472
1,50	0,261	0,483
1,60	0,259	0,492
1,70	0,258	0,504
1,80	0,256	0,513
1,90	0,254	0,523
2,00	0,253	0,531

niki c_1 mają wartości odmienne. Wartości te wraz z procentami przekrojów wkładek p_i , i współczynnikami s dla niektórych wytrzymałości betonu na ciśnienie R_{28} zestawiono w tabeli 1 i 2. Wielkości graniczne między okresem ważności granicy plastyczności wkładek a okresem ważności wytrzymałości betonu na ciśnienie są w tabelach podkreślone.

Tabela 2.

$\sigma_{pi} = 3600 \text{ kg/cm}^2$.

p_i %	$R_{28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ c_1	s
0,10	0,763	0,159
0,20	0,557	0,216
0,30	0,450	0,259
0,40	0,392	0,292
0,50	0,352	0,320
0,60	0,322	0,345
0,70	0,301	0,365
0,80	0,283	0,384
0,90	0,267	0,402
1,00	0,254	0,418
1,10	0,243	0,433
1,20	0,234	0,446
1,30	0,225	0,460
1,40	0,222	0,472
1,50	0,221	0,483
1,60	0,219	0,492
1,70	0,216	0,504
1,80	0,215	0,513
1,90	0,214	0,523
2,00	0,213	0,531
2,10	0,212	0,539
2,20	0,211	0,546
2,30	0,211	0,555

Przykład. Oznaczyć wymiary przekroju podporowego belki ciągłej. $M = 10\ 800\ 000 \text{ kgcm}$, $b_1 = 35 \text{ cm}$. Wysokość użyteczna przekroju dla momentu dodatniego $h_1 = 125 \text{ cm}$. Wysokość tę należy zatrzymać w przekroju podporowym. $R_{28} = 225 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{pi} = 3600 \text{ kg/cm}^2$.

1) Obliczenie według obowiązujących przepisów dla $\sigma_s^d = 1800 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_b^d = 75 \text{ kg/cm}^2$, $h_1 = 125 \text{ cm}$, daje $A_s = 53 \text{ cm}^2$, $A_s' = 31,4 \text{ cm}^2$, $A_s + A_s' = 84,4 \text{ cm}^2$.

2) Obliczenie przy pomocy wzoru $h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$ i tabeli 2 daje $c_1 = \frac{125}{\sqrt{\frac{10800000}{35}}} = 0,225$ (wartość graniczna),

$$A_s = 0,013 \cdot 125 \cdot 35 = 57 \text{ cm}^2,$$

przy czym wkładki ciśnione teoretycznie nie są potrzebne.

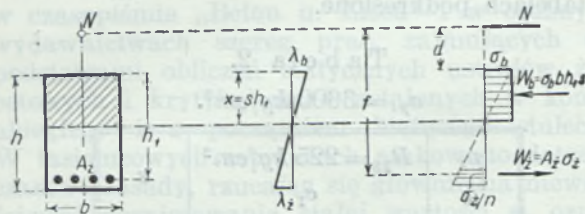
Z obliczenia pod 2) otrzymujemy mniejszy przekrój wkładek, a nadto, nawet bez podwyższenia przekroju podporowego, wkładki ciśnione odpadają.

Podobne rozumowanie, jak dla belki prostokątnej, da się przeprowadzić dla przekroju pro-

stokątnego, przenoszącego siłę osiową i moment (ryc. 3). Na oznaczenie wysokości użytecznej otrzymuje się, analogicznie jak poprzednio, wzór

$$h_1 = c_1 \sqrt{\frac{M_2}{b}},$$

przy czym $M_2 = N \cdot f$.



Ryc. 3.

Faza II c w przypadku działania momentu zginającego i siły osiowej.

Współczynniki c_1 brać można z tabeli 1 lub 2, a w celu obliczenia przekroju wkładek wartość tabelaryczną p_2 mnożyć należy przez $\frac{s}{3} + \alpha$, gdzie $\alpha = \frac{d}{h_1}$.

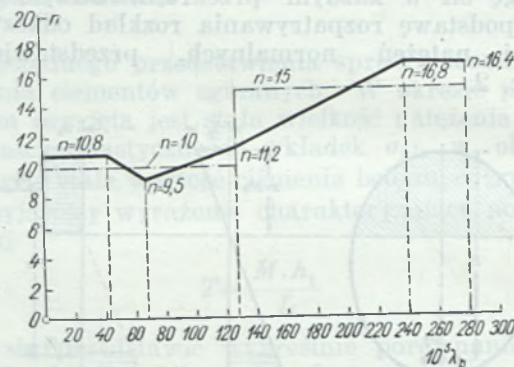
Powracając do pierwszego okresu, w którym miarodajna jest granica plastyczności wkładek,

Inż. WOJCIECH POGANY
(KRAKÓW)

Doświadczenia z modelami dla określenia deformacji i natężeń w fundamentach w gruncie plastycznym.

Przy projektowaniu i obliczeniu fundamentów mamy często do czynienia z dowolnymi przyjęciami, upraszczającymi obliczenie natężeń, które zupełnie nie odpowiadają rzeczywistości i prawdziwym stanom natężeń. Wprawdzie w ostatnich czasach zajmowali się niektórymi amerykańscy, niemieccy i szwedzcy badacze praktycznie i teoretycznie badaniem gruntów pod budowę, sądzą jednak, że nie zostały jeszcze dotąd przeprowadzone odpowiednie i systematyczne badania nad współpracą gruntu budowlanego z fundamentem, jak również nad rozdziałem wielkości natężeń, wywołanych z jednej strony zjawiskami osiadania, z drugiej zaś związkiem osiadania z deformacją fundamentu. Ritterler, Kögler i Scheidig przeprowadzali badania deformacji i natężeń dla wielkich ciał fundamentowych za pomocą zupełnie prostego gruntowania (czworokątna płyta obciążana centrycznie w różnych rodzajach gruntu). Gdy jednak pragniemy przeprowadzić systematyczne badania dla różnych form fundamentów, dla różnego obciążenia fundamentów, i w różnych rodzajach gruntu, narażamy się na bardzo wielkie koszty. Do tego byłyby potrzebne bardzo specjalne i drogie urządzenia pomiarowe, jakie byłyby możliwe do nabycia tylko przy bardzo wielkich budowach, mogących znieść takie poboczne koszty. Przeważnie projektujący inżynierowie nie są w stanie

należy przypomnieć ataki na współczynnik n , jak również zwrócić uwagę na to, że w przepisach niektórych państw przyjmuje się n zmienne celem uzyskania rzekomej dokładności obliczeń.



Ryc. 4.

Liczba n z doświadczeń i według dotychczasowych przyjęć dla fazy I i II.

I tą sprawą zajmuje się omawiana praca, stwierdzając, że zarzuty, stawiane przyjęciu stałej wartości n są nieuzasadnione, a wyniki doświadczeń (ryc. 4) przemawiają za dotychczasowym przyjęciem, tj. dla fazy I $n = 10$, dla fazy II $n = 15$.

przeprowadzić takich badań, należałoby zatem znaleźć taką metodę, która:

1. nie byłaby nadmiernie kosztowna t. j. nie wymagałaby żadnych szczególnych inwestycji,
2. wszędzie byłaby łatwa do przeprowadzenia, także na miejscu budowy, a nie tylko w specjalnie urządzonym laboratorium,
3. dawałaby dostatecznie użyteczne rezultaty dla praktycznego projektu i obliczeń.

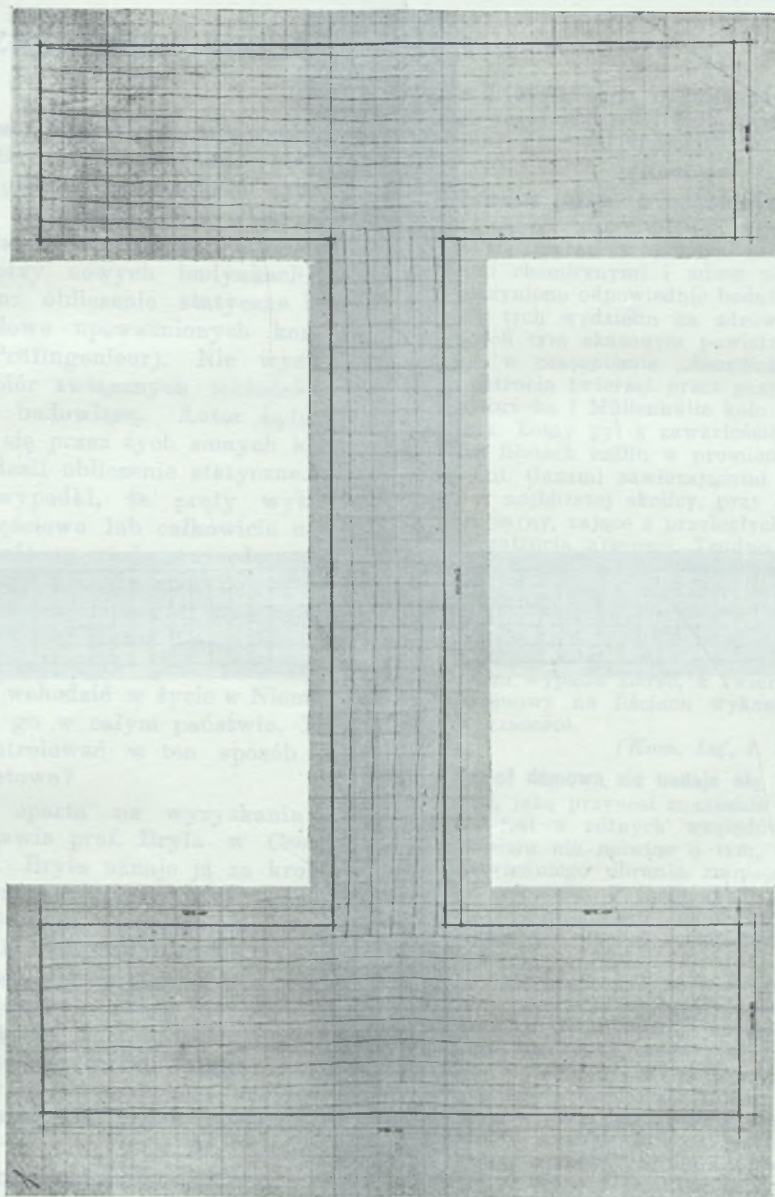
Moje poniżej opisane badania odnoszą się do gruntu budowlanego, który przyjmuje plastyczne formy (głina albo gliniasty piasek), natomiast zastosowana przeze mnie metoda nie da się zastosować dla gruntu czysto piaskowego.

Chodzi tu o doświadczenie z modelami fundamentów, przy czym grunt budowlany (który zwykle podczas projektowania często trudno jest dostępny) jest zastąpiony przez inną masę plastyczną, której właściwości fizyczne są inne. Przy tych doświadczeniach z modelami nie mogą być określone rzeczywiste miary deformacji, które powstają w gruncie przy wykonanych fundamentach. Doświadczenie z modelem służy głównie do kontroli rozdziału obciążenia, względnie przyjęcia odkształcenia dla systemu fundowania, a dla tego celu nie jest niezbędna dokładna znajomość stałego współczynnika fizycznego gruntu.

Różne gatunki gruntu o różnych fizykalnych własnościach zostały obciążone w ten sam sposób, takim samym modelem. Plastikne masy, na których spoczywa model, (zwykle używa się świeżo przygotowaną zaprawę gipsową, zaprawę cementową i beton ze żwiru) twardnieją po związaniu, a obrazy odkształceń łatwiej badać w tych stężałych masach. Powstałe obrazy odkształceń były do siebie podobne. Zmiany i wklęsłości zostały odczytane na naciągniętym drucie nad

$\pm 0,005$. Tak zmierzone wielkości deformacji dadzą się nanieść graficznie.

Należałoby specjalnie zbadać, jak dalece mogą być porównane wykonane w pomniejszeniu różne modele z rzeczywistymi budowlami i jak dalece może być zastosowane mechaniczne podobieństwo. Ciało podobne geometrycznie mogą dawać mechanicznie podobne rezultaty. Kögler dochodzi do wniosku, że różne wielkości fundamentów różnie się zachowują przy osiadaniu dla



Ryc. 1.

zmienioną masą w pierwotnej płaszczyźnie za pomocą przyrządu pomiarowego Zeissa: odmierzenie do $\frac{l}{100}$ mm z dokładnością do

$$\pm \left(10 \pm \frac{L}{200}\right) \mu,$$

gdzie L oznacza przebyta drogę bieguna (odpowiadającego DIN 878), a $\mu = \frac{l}{1000}$ mm. Przy odmierzaniu do $\frac{l}{100}$ mm wielkość błędu wynosi

tych samych jednostek obciążenia. Przy stałym obciążeniu na 1 cm^2 osiadanie w stosunku do wielkości płaszczyzny nie jest ani stałe, ani proporcjonalne. Pomimo geometrycznego podobieństwa fundamentów nie są one mechanicznie do siebie podobne. Z doświadczeń Föppla (Dr. August Föppel. IV. Band. Dynamik. Leipzig 1909 (3 Aufl.); Edward John Routh. Die Dynamik der Systeme starrer Körper. Deutsch. v. Adolf Schepp. Leipzig 1898) wynika, że jeżeli modele są wykonane w skali: $1 : X$, to siły w modelu win-

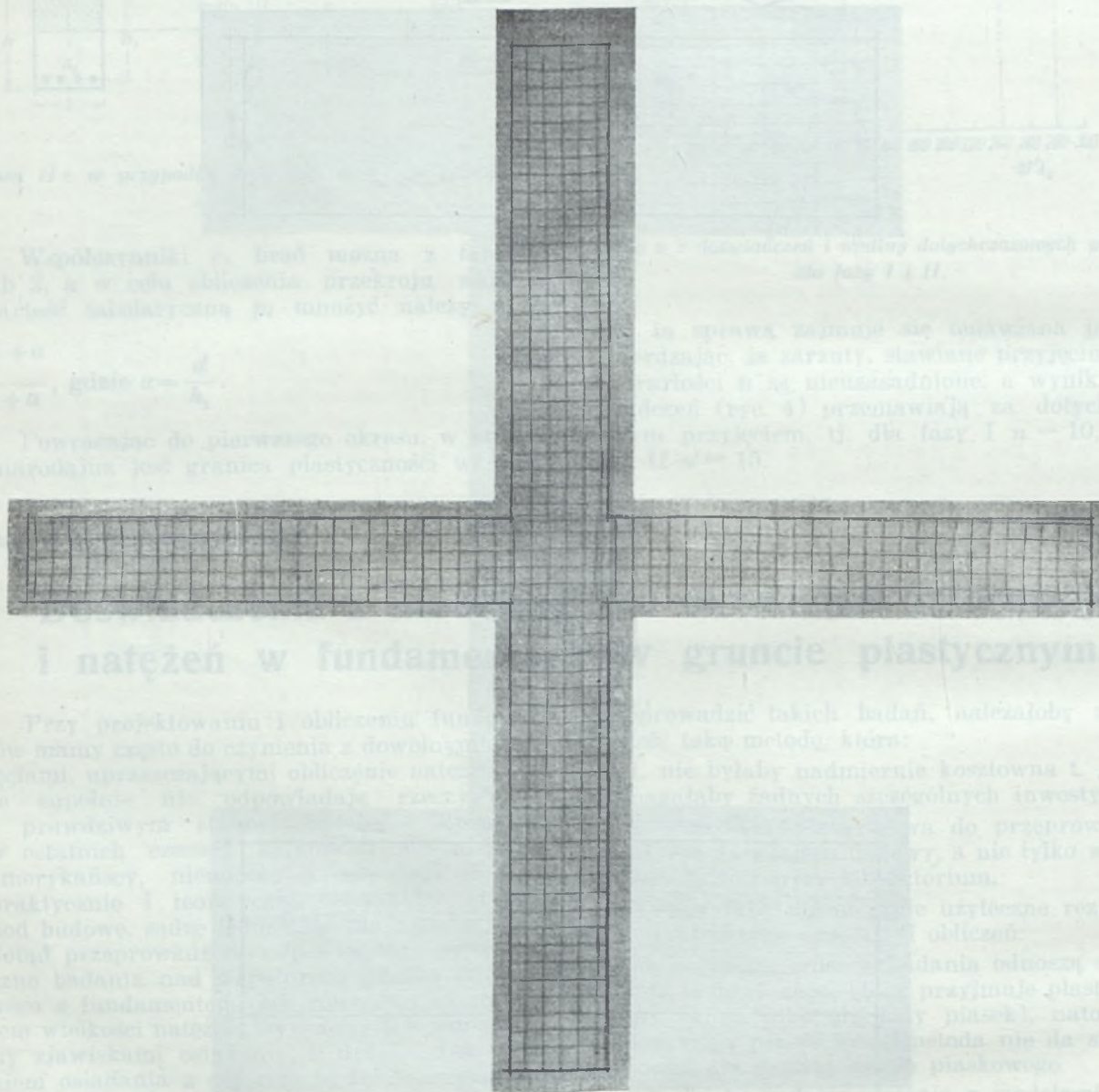
ny być wymierzone jak $1 : X^2$, aby móc wyciągnąć prawdziwe wnioski:

$$\sigma = f(E, I, l) \quad I = \text{moment bezwład.}$$

$$\eta = C(E, I, l) \quad l = \text{długość pręt.}$$

E moduł elastyczności jest stały, niezależnie od wymiaru modeli. W razie gdy I i l są określone przez geometryczne podobieństwo, mechaniczne podobieństwo powstaje przez wyżej opisany właściwy wybór wielkości sił ($1 : X^2$).

tych doświadczeniach. Modele różnych typów fundamentów wykonałem z elastycznych płyt dyktowych. Płyty te o różnych kształtach były obciążane tym samym ciężarem jednostkowym. Obrazy zniekształceń u różnych modeli były podobne. Wklęsłości i wypukłości oraz miejsca infleksji poszczególnych modeli znajdowały się w odległościach proporcjonalnych. Przy obliczeniach statycznych przyjmuje się zwykle równomierne rozłożenie reakcji (wywołane przez rów-



Ryc. 2.

W badaniach gruntu sprawa nie jest tak prosta. Moduł elastyczności w samym gruncie nie jest stały w różnych głębokościach różny. Z prostych badań za pomocą modeli możnaby popełnić wielkie błędy przy określeniu rzeczywistych wielkości deformacji. Gdy badamy całości kształt zniekształceń fundamentów, wtedy niestałość E nieznacznie wpływa na całość zniekształcenia i wszystkie teoretyczne zasady teorii o mechanicznym podobieństwie mogą być stosowane przy

nomierne zmiany) albo skomplikowane, trudno matematycznie rozwiązać paraboliczne rozłożenie reakcji. Na podstawie tych dowolnych przyjęć zmian i rozłożenia obciążenia otrzymujemy momenty na zginanie, a przy fundamentach żel. betonowych wysokość fundamentu i należące doń uzbrojenie.

Obrazy 1 i 2 pokazują zmiany rzeczywiste, wywołane przez obciążenie, widzimy, bezpośrednio miejscami ujemne wygięcia w fundamentach

i poznajemy, że przyjęcie równomiernego rozłożenia reakcji, względnie przez to spowodowanego jednostronnego wygięcia wykazałoby zupełnie fałszywe rezultaty, przeczące stosunkom rzeczywistym. Obrazy te przedstawiają wykonane modele doświadczalne. Wymiary tychże nie znajdują się w zgóry wyrachowanym stosunku do rzeczywistych fundamentów, również stosunki elastyczne dla modeli drewnianych są inne, aniżeli

w rzeczywistości. Ponieważ jednak nie chodzi tu, jak już było wspomniane o określenie rzeczywistych zmian i wartości natężeń, ale jedynie o ogólną kontrolę prawdziwości ogólnych przyjęć co do deformacji i rozdziału reakcji, to ściśle matematyczne uzgodnienie stosunków wymiarowych między fundamentem i modelem nie jest konieczne.

Przegląd czasopism technicznych

Żelazobeton

Kontrolę ustrojową budowy żelbetonowych omawia inż. Zeidler w *Beton u. Eisen* (1937, str. 277). W Niemczech ze względów oszczędnościowych dopuszczają naprężenia w żelbecie coraz większe. Za to przepisy żądają daleko idącego urzędowego nadzoru budowlanego przy nowych budynkach. Nie wystarcza tu staranne obliczenie statyczne i kontrola jego przez rządowo upoważnionych kontrolerów statycznych (Prüfingenieur). Nie wystarcza autorowi nawet odbiór związanych wkładek żelaznych przez policję budowlaną. Autor żąda, aby ten odbiór odbywał się przez tych samych kontrolerów, którzy sprawdzali obliczenie statyczne. Zdarzają się bowiem wypadki, że pręty wykazane w obliczeniu jako częściowo lub całkowicie utwierdzone w wykonaniu nie są wcale utwierdzone. Albo przy obliczeniu przyjęto ściankę obciążającą z lekkiego materiału, gdy na budowie widzimy tam ściankę ceglana murowaną. Autor donosi, że odbiór związanych wkładek żelaznych przez kontrolerów statycznych zaczyna wchodzić w życie w Niemczech i żąda wprowadzenia go w całym państwie. Kiedy u nas będzie się kontrolować w ten sposób ważniejsze budowle żelbetowe?

Metodę Saligera opartą na wyzyskaniu plastyczności żelaza omawia prof. Bryła w *Cemencie* (1937, str. 81). Prof. Bryła uznaje ją za krok naprzód w kierunku poznania rzeczywistej pracy belek żelbetonowych i zaleca jej uwzględnienie w przepisach urzędowych. Od Saligera różni się tylko tem, że przyjmuje pewność dla betonu 2.5 a nie 2.0. Zdanie moje w tej sprawie znają już czytelnicy, takie same zdanie ma też Dr Emperger. Przy wielkiej niepewności obliczeń wedle Saligera wydaje mi się wprowadzenie jej do przepisów urzędowych nie tylko przedczesne, ale nawet niebezpieczne.

Dr M. Thullie.

Kronika techniczna

Dobór zawodowy pracowników na kolejach francuskich a spadek wypadkowości. Ostatnimi laty liczba wypadków z pracownikami zatrudnionymi na kolejach francuskich wykazuje stały spadek, co niewątpliwie przypisać należy coraz większej uwadze, z jaką dobierany jest personel i przeprowadzane badania jego zdolności zawodowych. Metody psychotechniczne i psychofizjologiczne stosowane w doskonale wyposażonych laboratoriach poszczególnych kolei państwowych i prywatnych okazały się niezmiernie skuteczne, jeśli w ciągu 3 lat (1933—1935) ogólna liczba wypadków, dzięki starannej selekcji personelu spadła z 43.314 do 36.828.

Badania dotyczą w pierwszym rzędzie dokładności wzroku, słuchu i rozpoznawania kolorów, jak również bystrości orientacji. W odniesieniu do młodocianych pracow-

ników badania mają również na celu stwierdzenie stanu umysłowego ogólnego i cech charakterystycznych (predyspozycji) przy skłonnościach do ulegania wypadkom.

(Kom. Inf. I. S. S. Nr. 19, 1937).

Zatrucia gazami przemysłowymi. Gdy się przejeżdża przez okęgi przemysłowe, zasnuwane gęstymi dymami, widzi się nieraz w pobliżu fabryk roślinność pokrytą osadami chemicznymi i mimo woli nasuwa się pytanie, czy poczyniono odpowiednie badania, aby ograniczyć szkodliwość tych wydzielin na zdrowie żyjących istot, oddychających tym skażonym powietrzem. Prof. Dr H. Prell opisuje w czasopiśmie „Aerztliche Sachverständige” masowe zatrucia zwierząt przez gazy, wydzielające się z hut w Halsbrücke i Müllenhütte koło Fryburga a zawierające arsenik. Lotny pył z zawartością arseniku można znaleźć na liściach roślin w promieniu 10 km od wspomnianych hut. Gazami zawierającymi arsen zatruty się zwierzęta w najbliższej okolicy, przy czym zwierzęta leśne — jelenie, sarny, zające z przyległych lasów cierpią na przewlekłe zatrucia arsenem. Trudno również hodować zwierzęta domowe. Nawet ryby i pszczoły chorują masowo. Śnieg w tej okolicy wykazał 94 mg arseniku. To samo ma miejsce w innych regionach, jak np. w lasach Gostaru, w pobliżu huty przerabiającej rudę arsenową lub huty w Braubach nad Renem. W okolicach tych zwierzętom domowym wypada sierść, a zwierzęta leśna spożywająca pył arsenowy na liściach wykazuje typowe objawy zatrucia arsenem.

(Kom. Inf. I. S. S. Nr. 19, 1937).

Odzież domowa nie nadaje się do pracy. Pozorna oszczędność, jaką przynosi znoszenie starego ubrania w warsztacie, jest z różnych względów wysoce niewskazana. Już bowiem nie mówiąc o tym, że noszenie przy pracy nieodpowiedniego ubrania zmniejsza jej wydajność i że wygląd człowieka w łachmanach poniża jego godność — sprawa odpowiedniego stroju jest jednym z poważnych czynników chroniących robotników przed wypadkami mechanicznymi.

Aby się przekonać, że w twierdzeniu tym nie ma bynajmniej przesady, wystarczy zastanowić się nad kwestią racjonalnego wydatkowania energii. Podczas gdy człowiek w stanie spoczynku wydaje w ciągu doby 1600 kalorii, już przy wysiłku umiarkowanym np. przy pracy biurowej wydatek ten wynosi 2500 kalorii, przy pracy drwala — 6000 kal., a przy przenoszeniu ciężarów — 8900 kal. Intensywność wysiłku zależna jest również od zachowania równowagi cieplnej, regulowanej wydzieleniem przez skórę wody. O ile tedy organizm w stanie spoczynku wydziela w ciągu doby 2390 g wody, o tyle już przy pracy umiarkowanej wydziela jej 3220 g z tego przez skórę i płuca 2043 g, widzimy przeto, iż aby samoczynna regulacja przez odparowywanie potu mogła się odbywać normalnie i energia była wydatkowana racjonalnie, należy być ubranym odpowiednio do wykonywanego zawodu.

I dziwną jest rzeczą, że podczas gdy wszyscy dziś rozumieją, że jeśli pewne sporty np. wymagają odpowiedniego stroju, to podobne wymagania powinny być również rozciągnięte i na pracę, będącą przecież napięciem wysiłku. Odpowiednie ubranie dodaje człowiekowi sprawności, zaoszczędza wysiłku. Nie mniej ważnym jest, iż zmiana ubrania po pracy zmusza niejako do umycia. Przebranie się chroni przed przenoszeniem chorobotwórczych miazmatów do domu.

Na szczególną uwagę zasługuje w danym względzie sprawa bezpieczeństwa. Kronika wypadków przy pracy daje aż nadto liczne dowody, iż wiele z nich — ciężkich

i śmiertelnych — jest skutkiem wciągnięcia przez wały i tryby napędowe oraz różnorodne części ruchome maszyn nieodpowiedniego ubrania.

Strój roboczy jest dostępny dla wszystkich. Nie wielki wydatek kilku do kilkunastu złotych nie obciąży zbytnio kieszeni robotnika, zwłaszcza jeżeli do tego zakupu pomoże mu pracodawca, nabywając ubrania hurtowo, a więc za tańszą cenę i potrącając za nie przy wynagrodzeniu za pracę w drobnych ratach.

(Kom. Inf. I. S. S. Nr. 19, 1937).

Sprawy Towarzystwa

Protokół posiedzenia Wydziału Głównego Pol. Tow. P. z dnia 7 czerwca 1937 r.

Obecni: Prezes Prof. Dr Otto Nadolski, 2 Wiceprezesa, 8 Członków Wydziału Głównego i Redaktor „Czasopisma Technicznego“.

1. Protokół z ostatniego posiedzenia z dnia 10 maja b. r. po odczytaniu przyjęto.

2. Przyjęto jednogłośnie na członka P. T. P. Inż. Zdzisława Szymusika.

3. Przyjęto do wiadomości sprawozdanie skarbnika Dr Wilezkiewicza za ub. okres czasu.

4. Korespondencja:

a) Rektor Politechniki Prof. Dr Joszt zawiadamia P. T. P., że oddaje do dyspozycji sale Politechniki na obrady P. P. K. I.

b) Polski Komitet Naukowej Organizacji w Warszawie przesłał pismo w sprawie VII. Międzynarodowego Kongresu Naukowej Organizacji, który odbędzie się w Stanach Zjednoczonych A. P. w Waszyngtonie we wrześniu 1938 r.

Pismo to przekazano przewodn. Sekcji Racjonalnej Organizacji Prof. Hauswaldowi, który oświadczył, że Sekcja rozpoczęła już prace przygotowawcze w pow. sprawie.

c) Prezydium P. T. P. pismem z dnia 26 maja br. L. 427/37 przesłało prośbę do Pana Prezydenta R. P. o przyjęcie protektoratu nad Jubileuszem Polskiego Tow. Politechnicznego.

Prezes Prof. Dr Nadolski omawia przebieg posiedzenia Rady Głównej N. O. I. z dnia 14 maja b.r. Obradowano nad stosunkiem N. O. I. do Stowarzyszeń Technicznych.

Związek Inżynierów kolejowych przedłożył memoriał w sprawie nieodpowiednich warunków pracy inżynierów w kolejnictwie.

Memoriał Stow. P. Inż. Przem. Naft. w Borysławiu w sprawie kierowników kopalń naftowych został przez N. O. I. przedłożony Ministerstwu Przemysłu i Handlu.

Na tym posiedzeniu dokonano wyboru 4-go wiceprezesa N. O. I., którym został Prezes S. I. M. P-u płk. Inż. Car.

5. Inż. Kozłowski omawia przebieg posiedzenia Podkomitetu Organizacyjnego P. P. K. I., który się odbył we Lwowie dnia 20 czerwca br. z udziałem delegatów Kom. Organ. w Warszawie z przewodn. tego Komitetu na czele. Na tym posiedzeniu omówiono sprawę skrótów

referatów, które będą drukowane przed Kongresem, zaś całość referatów po Kongresie, kontrolę Władz Wojskowych treści referatów, ustalono terminy składania skrótów referatów do dnia 1 lipca br.

W dyskusji, w której zabierali głos Inż. Wierzbiański, Prezes Prof. Dr Nadolski, Prof. Dr Matakiewicz, Inż. Nosowicz i Inż. Ostrowski, omówiono konieczność wywarcia nacisku na Władze Komitetu Organizacyjnego, aby kompletne referaty były wręczone uczestnikom Kongresu przed otwarciem Zjazdu; wyrażono opinię, że referaty, które mają za zadanie przygotować teren dla rozwoju gospodarczego państwa — nie powinny podlegać cenzurze wojskowej, podniesiono konieczność uchwalenia na specjalnym zebraniu rezolucji Zjazdowych i przedłożenie ich do zatwierdzenia uczestnikom Kongresu na zebraniu plenarnym — i podkreślono potrzebę wydrukowania w księdze kongresowej wszystkich wniosków, uchwalonych w czasie obrad.

6. Uchwalono upoważnić Prezydium P. T. P.:

a) do załatwiania pilnych spraw w czasie wakacyjnym bez zwoływania Wydziału — i w wypadkach nagłych uznać uchwały zwołanego Wydziału mimo braku kompletu za prawomocne.

b) Uchwalono wniosek Inż. Wierzbiańskiego treści następującej:

Wydział P. T. P. troszcząc się o powiększenie ilości członków Towarzystwa i dążąc do zbliżenia między starszymi i młodszymi kolegami, oraz mając na uwadze uroczystości jubileuszowe P. T. P. i Kongres inżynierów, w których powinna wziąć udział jak największa ilość członków P. T. P. — uchwała powołać do życia sekcję propagandową i zapraszając na razie na jej członków 3 kolegów — porucza im opracowanie projektu organizacji czynności w tej sekcji — zaznaczając potrzebę nawiązania kontaktu z kolegami opuszczającymi Politechnikę lwowską po złożeniu ostatecznych egzaminów, z kolegami — byłymi członkami P. T. P. oraz z kolegami starszymi, którzy dotychczas nie byli członkami P. T. P. Wydział Główny wyraża opinię, że nie tylko członkowie Wydziału Głównego, ale wszyscy członkowie P. T. P. są powołani do osobistego usnego zachęcania innych Kolegów do wpisywania się do P. T. P. jako jednej z najpoważniejszych placówek polskiej racji stanu we Lwowie i w Polsce.

Inż. Wierzbiańskiemu poruczono funkcję przewodniczącego Sekcji Propagandowej z tym, że doберze sobie współpracowników i poda do wiadomości ich nazwiska. Na tym posiedzenie zamknięto.

Sprostowanie do zesz. 18-go „Czasop. Techn.“

W art. Dr Inż. H. Unucki: „Źródła energetyczne ziemi“ należy sprostować następujące omyłki druku:

1) na str. 365 prawa szpalta, 10 w. od góry zamiast „1920 — 25000 ton“ ma być „1920 — 35000 ton“;

2) na str. 365 lewa szpalta, 9 w. od góry zamiast „od 29-tu lat“ ma być „od 20-tu lat“;

3) w tym samym zestawieniu zamiast „1920:1935 — 1:2“ ma być „1920:1935 — 1:12“.

TREŚĆ: Inż. Zygmunt Marynowski (Wspomnienie pośmiertne). — Prof. A. Kuryłło: Zasady obliczania zginanych elementów żelbetonowych według najnowszych badań. — Inż. Wojciech Pogany: Doświadczenia z modelami dla określenia deformacji i natężeń w fundamentach w gruncie plastycznym. — Przegląd czasopism technicznych. — Kronika techniczna. — Sprawy Towarzystwa.

„CZASOPISMO TECHNICZNE“ WYCHODZI 10-go i 25-go KAŻDEGO MIESIĄCA.

Ceny ogłoszeń jednorazowych:

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

Ogłoszenia na miejscach specjalnie rezerwowanych o 25% drożej. Dla ogłoszeń o zaoferowaniu lub poszukiwaniu pracy opust 50%.

Adres Redakcji i Administracji:

Lwów, ul. Zimorowicza 1. 9.
 Telefon Redakcji 226—60. Telefon Redaktora 236—46. Konto P. K. O. 151,857.

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

Cena pojedynczego zeszytu zł. 1.60.

Przy ogłoszeniach powtarzanych udziela się następujących opustów:

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

Dla ogłaszających się stale, zmiany w tekstach ogłoszeń są bezpłatne