



INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK II

MARZEC 1939

NR 3

T R E Ś Ć: A. Pszenicki — Hala fabryczna. Prof. F. v. Emperger — Nośność belek żelbetowych. S. Bryła — W sprawie artykułu dr Empergera. Pplk. A. Alexandrowicz — Stan obecny budownictwa przeciwltn. we Francji, Szwajcarii i Włoszech. Dr. T. Kluz — Warunki równowagi sprężystej ciała zginanego i ich zastosowanie. T. Konic — Angielskie badania łarb budowlanych. Inż. K. Kamocki — Nowa metoda obliczania przekrojów żelbetowych. Inż. S. Lenczewski-Samotyja. — Specjalne metody wykonywania robót ziemnych. Recenzje. Z prasy technicznej. Komunikaty Zw. Polskich Inżynierów Budowl. Biuletyn Laboratoriów Budowlanych.

ANDRZEJ PSZENICKI (Warszawa)

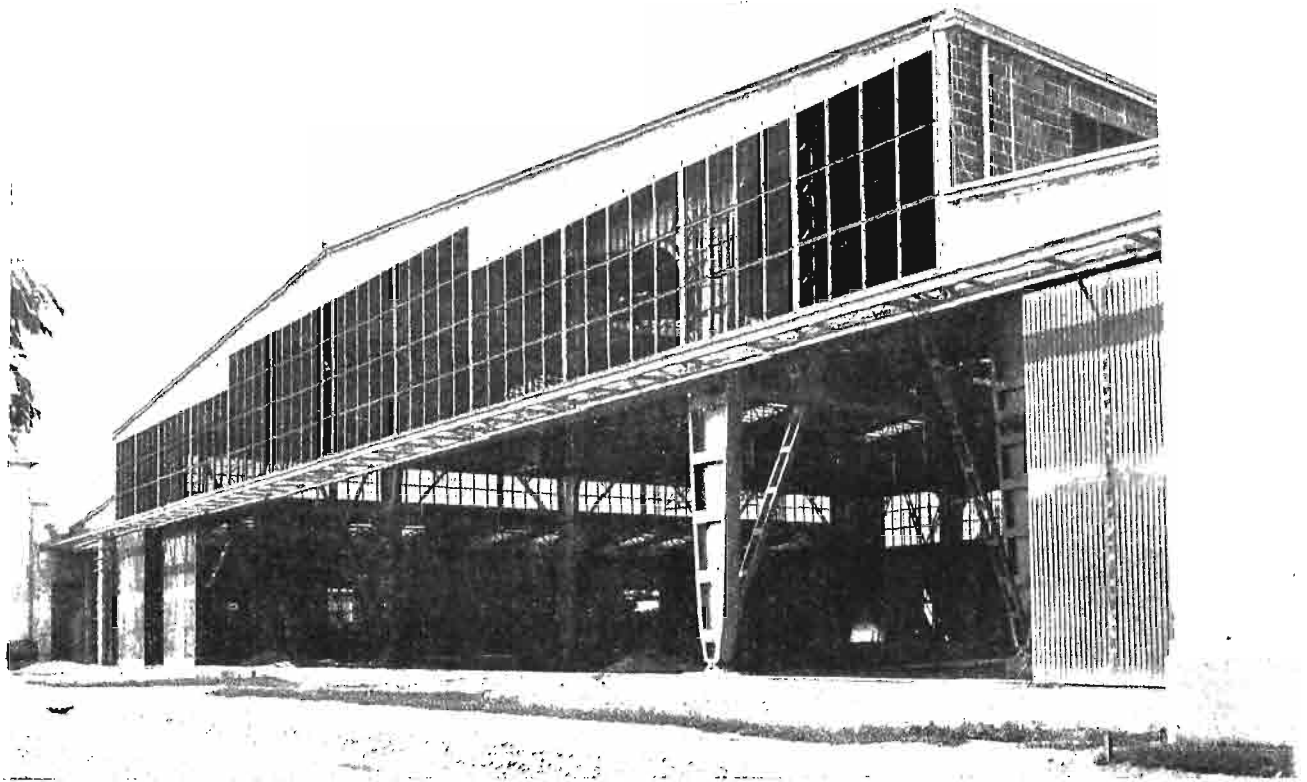
HALA FABRYCZNA

Jako zadanie projektującemu postawione było: zaprojektować halę fabryczną, która by przykrywała plac położony między trzema budynkami i otwarty z jednej strony. Szerokość placu jak to widać z rys. 1, jest 81,39 m i długość (głębokość) 67,71 m, płaszczyzna placu wynosi zatem 5410,8 m². Hala powinna posiadać w środku swym jak najmniej słupów, nadto wymagane było aby środkowa część hali miała co najmniej 40 m w świetle przy wolnej wysokości bram 7,00 m, a to ze względu na to, że do hali i z hali mają być wytaczane konstrukcje stalowe w złożonym stanie, o znacznych wymiarach. Tak środkowa nawa hali, jak również i boczne powinny być zaopatrzone w bramy rozsuwane tak, aby wejście do trzech naw było zupełnie wolne. Środkowa nawa nadto miała posiadać dźwig suwnicowy, z pomocą którego przedmioty o ciężarze do 3,5 t można by przesunąć w dowolnym kierunku i w dowolne miejsce nawy środkowej. Zatem dźwig suwnicowy powinien być o długości równej szerokości w świetle nawy środkowej i mieć możliwość przesuwania się wzdłuż całej głębokości hali.

Nad halą środkową zaprojektowane są dźwigary o rozpiętości teoretycznej 43 m; boczne hale szerokości po 18,60 m, przekryte są częściowo wspornikami o długości 8 m, dźwigarów głównych i częściowo beleczkami podwieszonymi o rozpiętości 10,0 m, rys. 2 i 3. Jako układ dźwigarów głównych wybrano łuki trójprzegubowe ze wspornikami. Stosunek długości wsporników, belek zawieszonych i rozpiętości łuków tak dobrano, aby się nie otrzymywał rozpór ujemny przy najmniejszym obciążeniu dachów wiatrem i śniegiem. Wsporniki i belki zawieszane częściowo równoważą łuki, które wskutek tego dają niewiel-

ki rozpór w porównaniu do składowej pionowej reakcji podpór. Stosunek tych sił jest korzystny dla fundamentów. Ciśnienie na grunt przy powyższym stosunku dźwigarów do wsporników i belek zawieszonych, otrzymało się prawie równomierne. Przy średnim ciśnieniu 1,98 kg/cm², największe ciśnienie wyniosło 2 kg/m². Wszystkie płyty fundamentowe spoczywają bezpośrednio na gruncie za wyjątkiem 1 i 1', które ze względu na bliskość budynku nie mogły otrzymać należytych wymiarów i odpowiednio głęboko być założone, posadowione są na palach wierconych Strauss'a — po pięć pali pod jedną płytą. Odległość pomiędzy osiami dźwigarów głównych przyjęto 12,6 m, zatem na długości hali mamy 6 dźwigarów. i w całej hali w środkowej jej części jest wszystkiego 12 słupów. Tym sposobem jeden słup przypada na 450 m² podłogi zabudowania. Ściany: frontowa i tylna są wysunięte przed skrajnymi dźwigarami i są podwieszane na wspornikach belek przeczynnych wystających na jeden metr poza osie dźwigarów głównych skrajnych, rys. 4.

Osiągnięto przez to, że dźwigary główne znajdują się zawsze wewnątrz budynku i wskutek tego są mniej narażone na zmiany temperatury. Przyjęty układ dźwigarów głównych — łuki trójprzegubowe ze wspornikami i belkami zawieszonymi — dał możliwość fundamenty główne, na których właściwie spoczywa cała konstrukcja, usytuować z daleka od fundamentów budynków istniejących, co jest ze wszech miar zawsze pożądane, gdyż jak wiadomo zakładanie fundamentów w pobliżu istniejących budynków zawsze jest związane z pewnym niebezpieczeństwem naruszenia równowagi fundamentów budynków już istniejących.



Rys. 4.

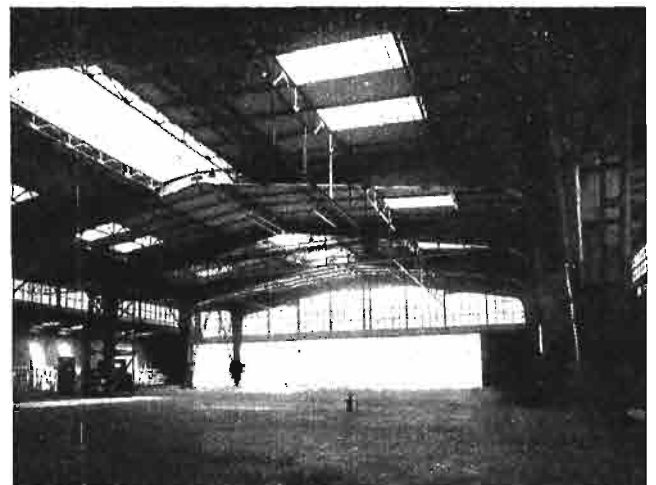
żeniem był poddany próbom i wytrzymał obciążenie od 1000 do 1500 kg/m². Od wewnątrz pomieszczenia strop jest otynkowany, od zewnątrz zaś wyłożony płytami korkowymi grubości 3,0 cm, odpowiednio przytwierdzonymi do stropu za pomocą stalowych trzpieni wypuszczonych ze stropu przy jego wykonaniu. Płyty korkowe pokryte były podwójną warstwą papy bitumicznej na lepniku. Ciężar stropu wynosi 130 kg/m².

Ściany szczytowe: frontowa powyżej bram i tylna powyżej ściany sąsiedniego budynku, są podwieszane do wsporników belek poprzecznych łączących dźwigary główne. Ściany te są prawie całe oszklone, jak to widać na rys. 4 i 5.

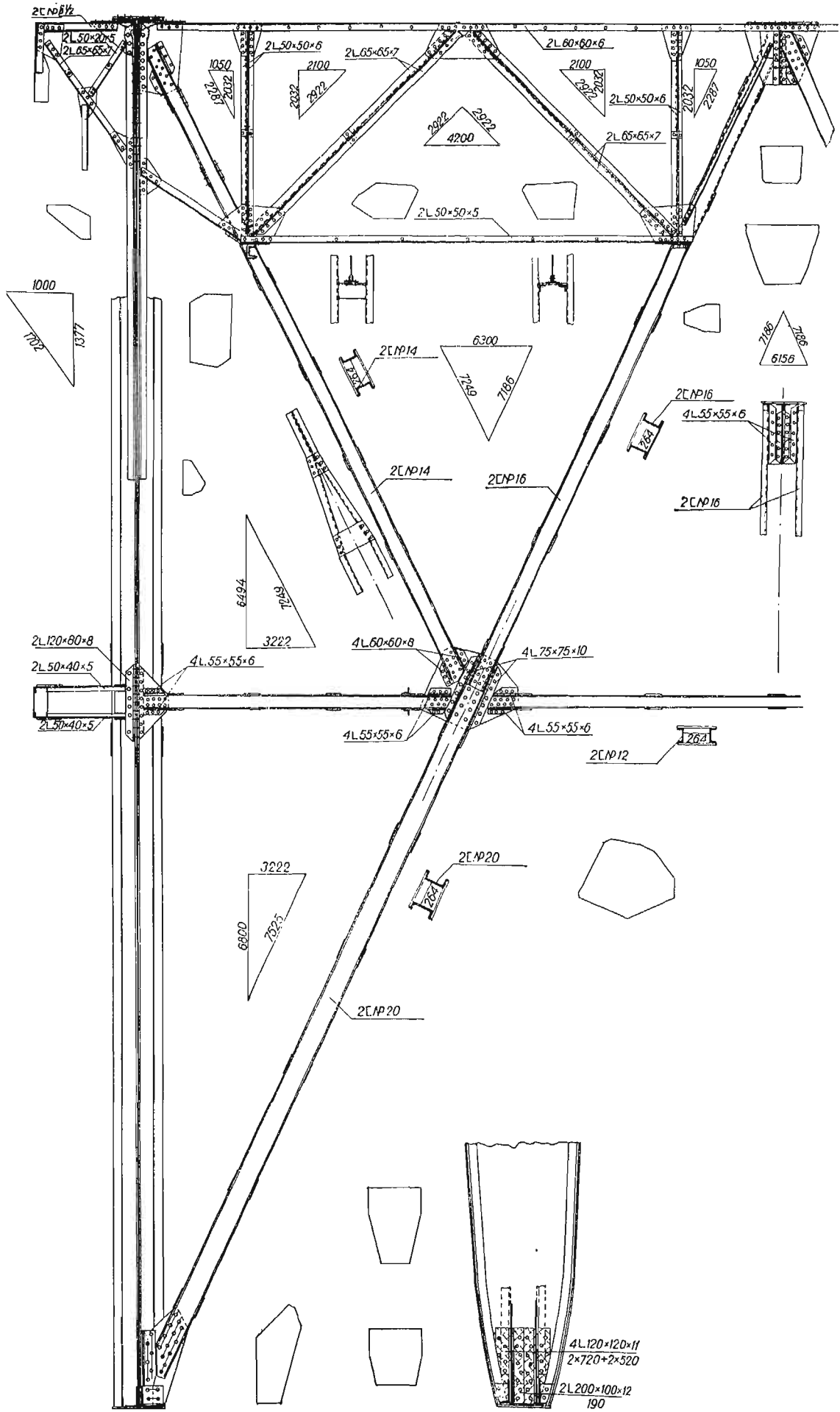
Aby zabezpieczyć odpowiednią sztywność tym ścianom, wieszaki tworzące pionowe ramy okiennych są kratowe i obliczone zostały jako belki, których jeden koniec górny wspiera się na wspornikach górnych belek poprzecznych (rys. 6), dolny zaś koniec podtrzymuje ciężar belki dolnej wiatrownicowej, która ze swej strony służy mu jako podparcie przy parciu wiatru na ścianę szczytową i bramy. Belki wiatrownicowe dolne jako podpory mają nogi dźwigarów głównych. Aby pod naciskiem otrzymywanego parcia wiatru nogi dźwigarów się nie uginały, mają one na tym poziomie rozpórki, które wchodzi do układu tężników poprzecznych pomiędzy dźwigarami 6—5 i 2—1 (rys. 6 b).



Rys. 5.



Rys. 5 a.



Rys. 6.



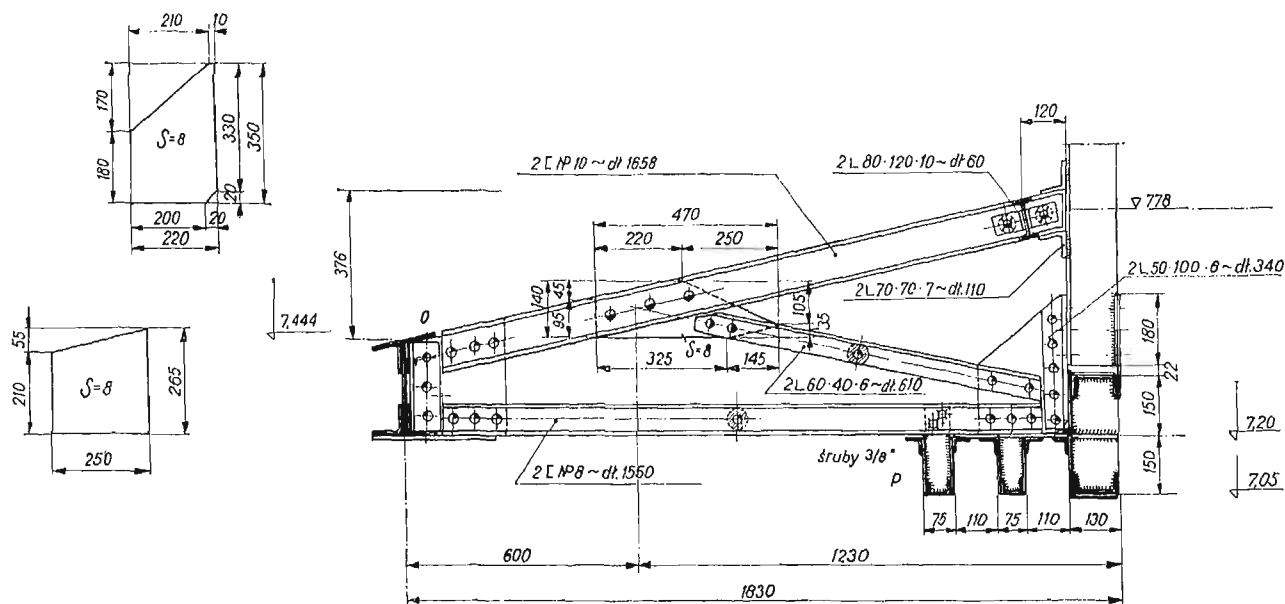
Rys. 6 a.



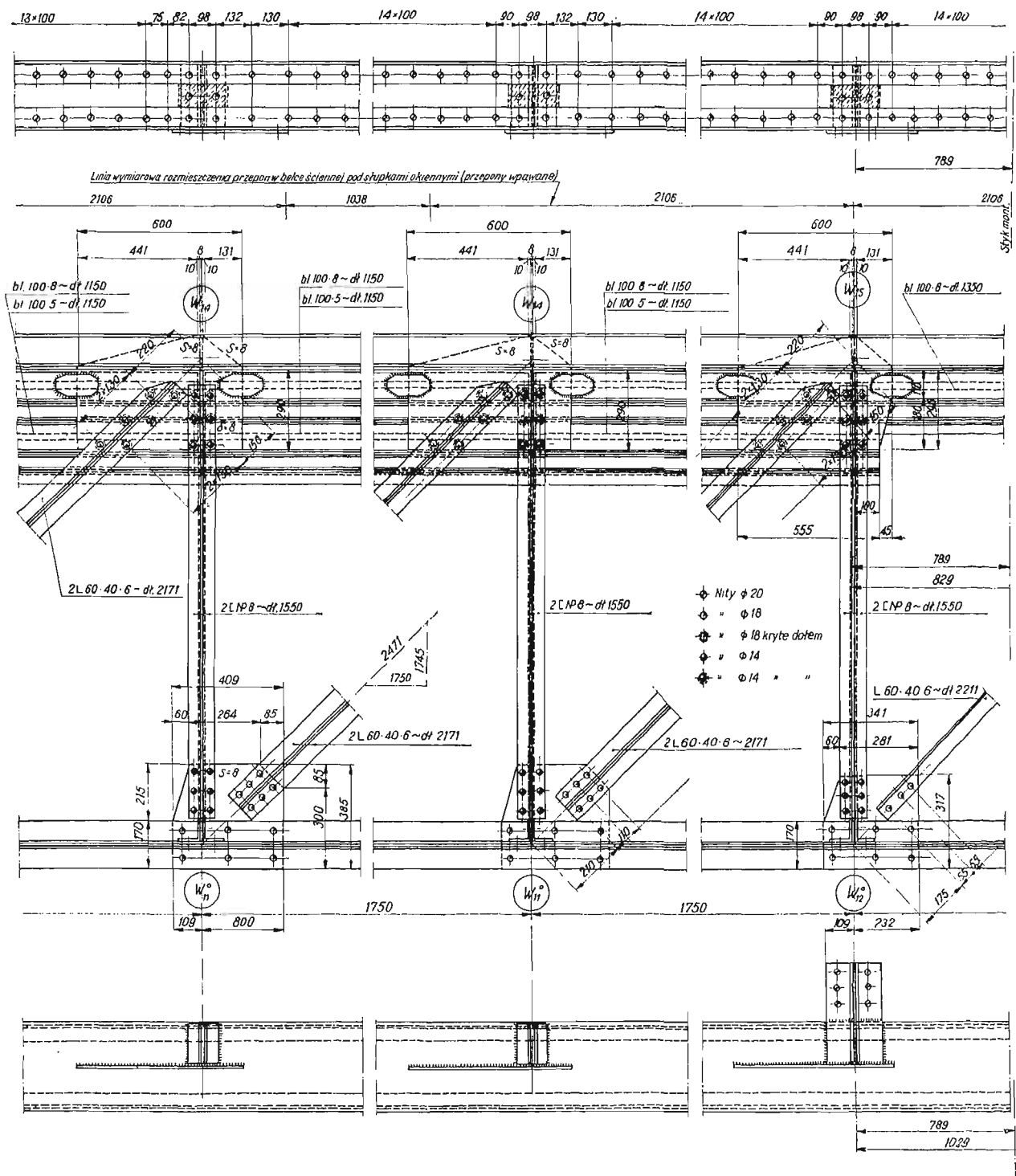
Rys. 7.

Aby nadać całej konstrukcji układ niezmienny w przestrzeni pomiędzy dźwigarami głównymi dane są tężniki w poziomie dachów oraz tężniki poprzeczne pomiędzy dwiema parami dźwigarów głównych 1 i 2 oraz 5 i 6 (rys. 2, 6 i 7). Tężniki poprzeczne w postaci zastrzałów, idących od dołu nogi dźwigarów głównych do środka belki poprzecznej wchodzi jednocześnie jako elementy do belek poprzecznych jak to widać na rys. 6.

Ponieważ prowadnice bram rozsuwanych odgrywają przeważnie rolę konstrukcyjną i b. małą rolę pod względem statycznym, przeto wykorzystaliśmy je, włączając je do dźwigara poziomego wiatrownicowego. Również i beleczka okalająca dachki nad bramami otrzymywała się znacznie większych wymiarów ze względów konstrukcyjnych, niż wymagało obciążenie przekrycia dachków, przeto i ją kosztem niewielkiego zwiększenia



Rys. 8.



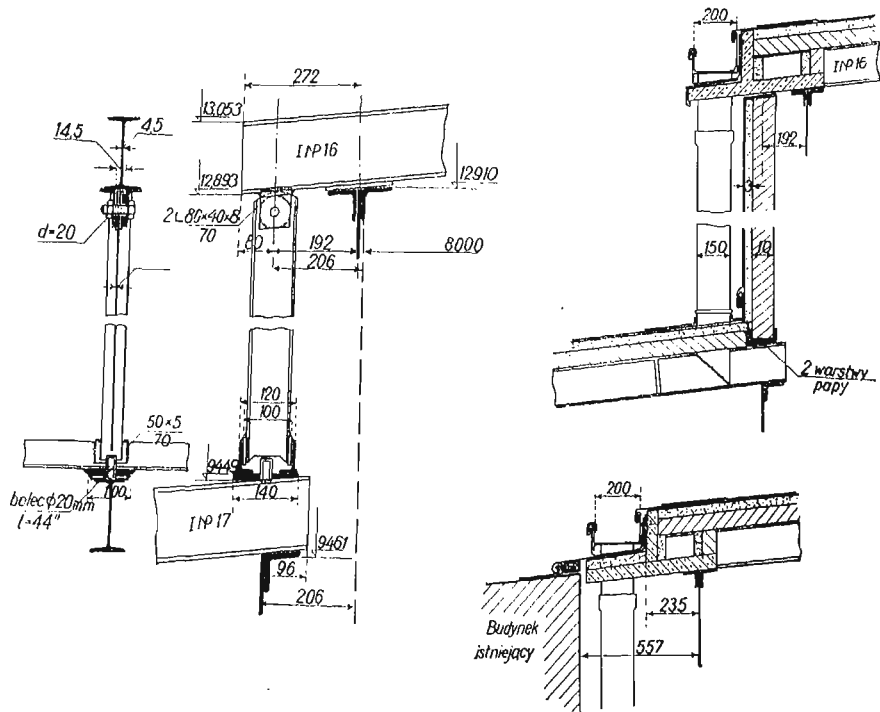
Rys. 9.

przekroju wprowadziliśmy jako pas dźwigara wiatrowniczowego. Beleczyki, równoległe do wsporników daszkowych, które podtrzymują tutaj prowadnice, wykorzystane zostały jako słupki kraty wiatrownicowej prostokątnej (rys. 9). Tym sposobem cały szereg elementów czysto konstrukcyjnych zostało wykorzystanych, jako elementy pracy w belkach. Dało to oczywiście ekonomię stali w konstrukcji szkieletowej.

Ściany podłużne podwieszane do końców wsporników dźwigarów głównych za wyjątkiem dwóch skrajnych przedziałów od strony ścian

szczytowych, w których są dane tężniki pionowe, by nadać niezmienną tej ścianie w kierunku jej długości, również są oszklone by dać boczne światło hali centralnej.

Tężniki w poziomie stropów dachowych, tak wzdłuż ścian szczytowych, jak również i wzdłuż ścian bocznych mają za zadanie nadać niezmienną powierzchnię dachów w ich płaszczyznach (rys. 2). Wszystkie te stężenia wraz z dźwigarami głównymi nadają całemu szkieletowi niezmienną, jako bryły przestrzennej, niezależnie od stropów i wypełnienia ścian.



Rys. 10.

Ponieważ hala jest b. obszerna i oświetlenie do ścian bocznych i szczytowych byłoby niedostateczne, przeto dane są jeszcze świetliki tak nad środkową nawą, jak również i nad nawami bocznymi. Nad nawą środkową dane są świetliki kalenicowe oraz świetliki gąsienicowe. Również i

nad nawami bocznymi są świetliki gąsienicowe. Jak widać częściowo z rys. 5 i 5 a, świetliki kalenicowe znajdują się pomiędzy dźwigarami 2 i 3 oraz 4 i 5. Pomiędzy tymi samymi dźwigarami dane są i świetliki gąsienicowe. W bocznych halach świetliki gąsienicowe dane są pomiędzy wszystkimi dźwigarami głównymi.

Ściany boczne podłużne, podwieszane, jako podwalinę mają beleczkę składającą się z dwóch kątowników 80.40, i 60.30, tworzących jakby kozytka, w którym założony jest mur z cegły pustakowej. Belka podwalinowa spoczywa na płatwiach hal bocznych, tak że wieszaki, do których są podwieszane belki główne hal bocznych, nie są związane ze ścianami i znajdują się we wnętrzu całej hali. Słupki tej

ściany postawione nad płatwiami w odległości 2,10 m, mają połączenie tak z belką podwalinową jak również i z belką nadścienną przegibną jak to widać z rys. 12. Ruchy ściany wskutek ruchów dźwigarów głównych są tutaj b. małe. Szczelność ściany u góry osiągnięto za pomocą przekładek



Rys. 11.



Rys. 12.

nieważ w pobliżu nóg dźwigarów ciężar ten otrzymał się największy, przeto przyjęcie nierównomiernego obciążenia, a mianowicie największego w pobliżu podpór, wpłynęło dodatnio na momenty gnące, a zatem i na ciężar dźwigarów.

Największe naprężenia od sił pionowych, parcia wiatru i suwnicy nie przekraczają 1300 kg/cm^2 .

Łożyska dźwigarów głównych pokazane są na rys. 2 i 18. Są one niesymetryczne, by wywieśrały o ile możności równomierne ciśnienie na płyty fundamentowe.

Przeguby w kluczu połączone są kołnierzami, by w najniegodniejszych warunkach, szczególnie podczas montowania, gdyby mogły powstać rozpory ujemne, nie mogły się otworzyć. Te same kołnierze przeciwdziałają również przesunięciom jednej połowy dźwigara względem drugiej przy siłach poprzecznych poziomych. Niezależnie zresztą od tych kołnierzy przeguby kluczowe mają odpowiednie obrzeża, które również przeciwdziałają tym przesunięciom, jak to wskazuje rys. 19.

Dr Inż. h. c. F. v. EMPERGER (Wiedeń)

NOŚNOŚĆ BELEK ŻELBETOWYCH

Na łamach naszej prasy technicznej toczy się obecnie dyskusja na temat wprowadzenia nowej metody obliczania przekrojów żelbetowych zamiast dotychczasowych klasycznych wzorów. Znamy już artykuły prof. Bryly i Empergera oraz inż. Kamockiego, ogłoszone w „Cemencie”, „Przeglądzie Budowlanym” i naszym piśmie, obecnie zamieszczamy nowy artykuł prof. Empergera, który rzuca dalsze światło na to zagadnienie, traktując go jako materiał dyskusyjny.

Dzięki nowym wysokowartościowym materiałom, wchodzącym w skład żelbetu, wyłonił się ostatnio cały szereg nowych projektów obliczania belek żelbetowych. Autorzy tych projektów wymieniają na wstępie „błędy” sposobu obliczeń będące w użyciu od lat 40, aby potem na zasadzie danych doświadczalnych przeciwstawić im wielką „dokładność” swej proponowanej metody. Tego rodzaju badania działają jedynie tam w sposób przekonujący, gdzie nikt nie pokwapił się sprawdzić, że doświadczenia te nie przynoszą nic nowego i z równie dobrym skutkiem mogłyby być użyte jako dowód trafności dotychczasowego rachunku. Zapomina się przy tym przede wszystkim o tym, że w danym przypadku zupełnie nie chodzi o jakieś pojedyncze rozwiązanie, lecz o system, który wychodząc z badań belki wolnopodpartej obejmuje jednak wszystkie najróżnorodniejsze dziedziny zastosowania zginania, tak że tego rodzaju proponowana metoda zastąpi dotychczasową jedynie wtedy, jeśli będzie wszechstronna.

W początkach budownictwa żelbetowego zadawano się przyjęciem stałego położenia osi obojętnej ($x = h/2$). Zastosowanie wielkości „n” nie było bynajmniej rezultatem głębokiego przekonania o konieczności uwzględnienia współczynników sprężystości obu materiałów. Ponieważ beton nie wykazuje równomiernej sprężystości, a więc zastosowanie wielkości „n” w granicach dopuszczalnych obciążeń było już pewnego rodzaju przybliżeniem i to przybliżenie zostało rozciągnięte i na złamanie, gdzie już współczynnik sprężystości nie odgrywa żadnej roli. Wtedy wykazano empirycznie możliwość użycia współczynnika „n” i udowodniono, że dla słabo uzbrojonych belek, bez względu na to czy przyjmuje się $n = 10$, czy $n = 15$, czy też nawet wartość dowolną, nie wpływa to prawie wcale na naprężenia w stali i stanowi ważny czynnik łączący różnorodne postacie

zginania o bjętego obliczenia. Pominięcie „n” mogłoby być brane wtedy jedynie pod uwagę, gdyby stworzona została metoda, która nadawałaby się do różnych zastosowań zginania, tak bez uzbrojenia jak i z uzbrojeniem na ściskanie, z uwzględnieniem lub bez uwzględnienia siły podłużnej, do belek zamocowanych, łuków, ram itp., co przy proponowanych metodach nie zostało ostatecznie uwzględnione.

Nasz przybliżony rachunek, wyprowadzony z dziedziny sprężystości, zostaje użyty jako praktyczna wskazówka (Faustregel) określenia wytrzymałości w tym celu, by w ten sposób idąc drogą odwrotną zabezpieczyć żądany współczynnik bezpieczeństwa przez należyty wybór dopuszczalnego naprężenia. Oczywiście, że przy takiej metodzie zatracą się zgodność między rzeczywistymi a rachunkowymi naprężeniami, co wymaga szczegółowego wykazania, w jaki sposób objawiają się te różnice przy zmienionej metodzie obliczania.

Następne zadanie sposobu obliczania polegać będzie na tym, aby udowodniona jego prawidłowość dla belek wolnopodpartych miała miejsce i dla wszystkich innych form gięcia. Stosując reguły statyki, takie związki istnieć mogą jedynie w zakresie dopuszczalnych naprężeń. W ten sposób otrzymuje się podwójną interpretację współczynnika „n”, raz jako stosunek współczynników sprężystości, albo jako empiryczną wielkość rachunkową. Jest to faktem bardzo ważnym, którego nie można bez skrupołów odrzucić. Równoważnościowa metoda zastępcza wymaga wykazania, że nie odchyła się ona od wyników badań nośności i nie doprowadzi do niedopuszczalnych różnic. Z propozycji najbardziej zasługujących na uwagę, właściwie tylko Steuermann¹⁾ potraktował tę kwestję gruntownie, wychodząc od wpływu wytrzymałości na ciągnięcie, zabez-

¹⁾ Beton und Eisen, 1933 str. 180, 1935 str. 50.

pieczonej wytrzymałością na przeczepność. Gebauer²⁾ zaproponował empiryczne wyrównanie za pomocą naprężeń skurczowych. Dr E. Friedrich³⁾ podobnie jak wielu innych usiłował uzgodnić rozkład naprężeń w części ściskanej przekroju betonu z warunkami rzeczywistymi, zbadał tę tak ważną granicę ilości uzbrojenia, jak również przedstawił możliwość zastosowania swej metody do belek podwójnie zbrojonych. Dr Bitner⁴⁾ jako podstawę obliczeń zaproponował III fazę. Wreszcie Saliger⁵⁾ stworzył syntezę z pozostałych propozycji, której dążeniem jest zebranie wszystkich ich korzyści i przez stosowanie odpowiednich współczynników, ale kosztem prostoty rachunku, poprawić zgodność teorii z wynikami laboratoryjnymi dla wolnopodpartych belek.

Rachunek mający zastosowanie w całym cywilizowanym świecie, przyjął początkowo stałe położenie osi obojętnej i z jednej strony wziął za podstawę wytrzymałość stali na rozciąganie, a z drugiej wytrzymałość na rozciąganie 30 cm sześciannu betonu. Wyniki tych praktycznych założeń (Faustregeln), nie były w każdym razie tak niedokładne, jak to się często przypuszcza.⁶⁾

Później przekonano się, że wytrzymałość stali na rozciąganie nie może być całkowicie wykorzystana i ograniczono się do granicy płynności, jako miernika dopuszczalnych naprężeń. Posunięto się przy tym zbyt daleko, tak że w wyniku dla belek słabo uzbrojonych, gdzie rozstrzyga stal, nie otrzymujemy podwójnej pewności, lecz wnosi ona tylko około 25% więcej. Dla belek silnie zbrojonych (belki kontrolne) wykazano w 4%, że występuje zwyzka o 33% w stosunku do wytrzymałości kosztowej walców 20 cm, tak że bezpieczeństwo wzrasta z trzykrotnego na czterokrotne. W o b u w i ę c w y p a d k a c h n i e c h o d z i b y n a j m n i e j o z a d e n „b l ą d“, l e c z o w i ę k s z e b e z p i e c z ę n ś t w o, którego zadaniem jest zabezpieczenie od wników rozbieżności i wpływów szkodliwych, iak również uproszczenie rachunku. Jedyna okoliczność, której nie zdołano usunąć, polega na tym, że jedna konstrukcja nie powinna posiadać dwojakiej pewności. Ale to zjawisko istnieje wszędzie, a więc i tam, gdzie przypuszczano, że zdołano go usunąć. Austriackie przepisy zaradziły złu w ten sposób, że w wypadkach gdzie stal jest czynnikiem rozstrzygającym, przez podwyższenie naprężeń dopuszczalnych dla betonu, przesunęły górną granicę uzbrojenia tak daleko, że praktycznie wchodzi w grę jedynie wytrzymałość stali. Odstąpiono od zwiększenia nośności belek przez zmniejszenie naprężeń dopuszczalnych na uzbrojenie, co w konsekwencji daje zmniejszenie naprężeń ściskających w betonie. Tą drogą wyeliminowano sposób obliczania, którego każdy konstruktor, jako nieekonomiczne go, już od dawna starał się w granicach możliwości

ści unikać. Chodzi więc o postępowanie w oparciu o rachunek istniejący obecnie w kierunku znacznego jego uproszczenia, ale bez jakiegokolwiek naruszenia bezpieczeństwa i pewności. Tam gdzie rozstrzyga uzbrojenie pominąć można obliczenie dopuszczalnego naprężenia betonu, gdy przestrzegać się będzie owej podwyższonej granicy ilości uzbrojenia, która odpowiada stosowanemu gatunkowi betonu. W wypadku stosowania większego uzbrojenia, należy użyć odpowiednio lepszego betonu.

Posunęlibyśmy się zbyt daleko, gdybyśmy chcieli tutaj badać cały szereg proponowanych metod obliczania i wykazywać do jakiego stopnia są one nieprzekonywujące. Wystarczy wykazać na jednym jakimkolwiek przykładzie, że, jako dowód, przytoczone tam doświadczenia odpowiadają tak samo dobrze rachunkowi zwykle obecnie stosowanemu, że wykazują żądany stopień dokładności i że trzeba byłoby podwyższyć jedynie dopuszczalne naprężenia wzgl. obniżyć stopień bezpieczeństwa, aby osiągnąć wyższy stopień dokładności. Jeżeli zaś dotychczas nie wyłoniły się żadne takie propozycje, tłumaczyć należy to tym, że dzięki dziś zwykle przyjmowanemu bezpieczeństwu i dopuszczalnym naprężeniom uwzględnia się wpływy występujące w belkach żelbetowych i stwierdza potrzebę takiej reasekuracji.

Belka żelbetowa w przebiegu swego obciążenia znajduje się początkowo w fazie I, w której beton pracuje na rozciąganie. Z chwilą wystąpienia rys, przebieg naprężeń odpowiada fazie II, a więc bez pracy betonu na rozciąganie, ale dzieje się to tylko w ten sposób, że belka nabytej w fazie I nośności nie traci a z reguły wzrost naprężeń odpowiada temu prawu. Nośność ta traci się dopiero w fazie III, która nie nadaje się jako podstawa do określenia uzbrojenia. Nasze więc założenie, które ustala cały przebieg naprężeń wg fazy II, jest o tyle uzasadnione, że daje dogodny przybliżenie dla określenia obciążenia łamiącego. Z rozmaitych doświadczeń wynika, że czasami belki od razu zachowują się wg fazy II. Jednakże nie tylko w stadium początkowym, ale i później nabierają znaczenia wpływy, które pochodzą głównie ze sposobu wykonania samej belki, ale również zależą od układu obciążeń i innych przyczyn. Wpływy te z chwilą zwiększania się ilości uzbrojenia stają się coraz silniejsze i występują najsilniej tam, gdzie uzbrojenie pociąga za sobą całkowite wykorzystanie współdziałania stali i betonu. Obydwa zjawiska złamania oddziałują na siebie wzajemnie. W austriackich przepisach uwzględniono to w sposób, który granicę uzbrojenia, określaną często w literaturze jako „idealne uzbrojenie“, pozostawia tak daleko, że za czynnik decydujący należy tu uważać stal, nie biorąc pod uwagę zupełnie wpływów betonu.

Dla dokładniejszego wyczerpania poruszonego tematu należy wskazać na rzeczywisty błąd, który charakteryzuje wszystkie dotychczas proponowane metody i związane z nimi metody obliczeń. Błąd ten polega na założeniu takiego przebiegu nośności, że nośność niezbrojonej belki,

2) Beton und Eisen 1934 str. 137, 1936 str. 29.

3) Beton und Eisen 1933 str. 183, 1936 str. 150, 1937 str. 15.

4) Beton und Eisen 1935, str. 226, 1936 str. 143.

5) Beton und Eisen 1936 str. 317, 1937 str. 187.

6) Beton und Eisen 1936, str. 328, rys. 6.

uzbrojenie = 0, również = 0. Przy zwykłym betonie jest to zwykłą ostrożnością, lecz przy stosowaniu betonów wysokowartościowych, a szczególnie betonu wirowanego (Schleuderbeton), ostrożność ta staje się taką niedokładnością, że w tych wypadkach chciano użyć zupełnie odrębnej metody obliczania. Tego rodzaju słabe uzbrojenie jest tylko reasekuracją wysokiej nośności samego betonu. Stosownie do tego należy wskazać na moją pracę o obliczaniu stropów z rur z betonu wirowanego (Schleuderbeton)⁷⁾. Według mojej propozycji należałoby, dla tego w żelbetnictwie nie mającego precedensu wypadku, stosować równanie: $M = M_0 + M_e$. Daje to dla początku współrzędnych, gdy zwykły rachunek jest niewystarczający, przesunięcie równoległe wykresu nośności konstrukcji sporządzonego na podstawie doświadczeń, przedstawionego na rys. 2, które dotychczas w praktyce zbyt małe znajdują zastosowanie. M_e określa się w zwykły sposób, a zwiększenie momentu regulować można zależnie od wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Z obu tych zagadnień w zwykłej praktyce budowlanej ostatniego nie należy brać zupełnie pod uwagę, ponieważ nie stosuje się tak słabych uzbrojeń. Mogłoby ono odpowiadać pierwszemu tylko dzięki skomplikowanemu założeniu, któreby uwzględniało wyższą składników ze wzrostem ilości uzbrojenia. W ten sposób ogólny, jednolity rachunek doznałby niepożądaną zmianę, która nie stoi w żadnym stosunku do osiągniętych w ten sposób poprawek. Można więc z punktu widzenia prostoty wypowiedzieć regułę, że rachunek mający zastosowanie obecnie, odpowiada wszelkim wymaganiom dokładności.

Aby przytoczyć przykład wartości całego szeregu doświadczeń, użytych jako dowód dla jakiejś innej metody obliczania, wybór nasz padł na publikację w czasopiśmie „Cement“ Nr 6 (1937), ponieważ wynik ten został opublikowany w rozmaitych czasopismach zagranicznych⁸⁾ i posiada szczególne znaczenie z tego względu, że pochodzi od osoby trzeciej, nastawionej obiektywnie, która nie występuje w roli obrońcy własnych propozycji. Prof. St. Bryła uważa, że raczej przez współczynniki zaproponowane przez prof. Saligera, przy pomocy systemu opartego na fazie III i uwzględnieniu właściwości betonu, osiągnąć można zgodność z obciążeniami łamiącymi, aniżeli przez dzisiejsze metody obliczeń.

Autor powołuje się przy tym na 18 doświadczeń przeprowadzonych wspólnie z prof. Huberem na belkach przedstawionych na rys. 1. Doświadczenia przeprowadzone z betonem o wytrzymałości kostkowej od 191—300 kg/cm², używając czterech gatunków stali o granicy płynności 2549—4481 kg/cm² z uzbrojeniem od 0,36—2,44%. Zestawienie to ma w zasadzie obejmować wszystkie wypadki stosowania betonu. Rezultaty doświadczeń, podane na rys. 2, sporządzono w ten

sposób, że momenty łamiące M , wobec różnych wymiarów belek doświadczalnych sprowadzono do $M_c \frac{M}{b d^2}$.

Przed wszystkim widzimy, że przeprowadzono tylko jedno doświadczenie, gdzie uzbrojenie przekraczało 1,6% i że nośność tej belki też zależna była od stali. Ten więc materiał doświadczalny jak we wszystkich podobnych wypadkach nie stanowi wystarczającej podstawy dla metod, zmierzających do skorygowania obliczenia belek w tym obszarze, gdzie nośność ich zależy od wytrzymałości betonu. Ten właśnie punkt jest jedyny, który wymaga korekty, przy czym ustalenie krytycznego procesu uzbrojenia odgrywa rolę decydującą.

Na rysunku 2 przedstawiono jasno związek rezultatów z właściwościami stali. W szczególności uwidoczniono wahania przy doświadczeniach ze st. 37, przy czym cały rachunek przeprowadzono dla $n = 15$. Dla sześciu przeprowadzonych doświadczeń ze st. 37, naznaczono na rysunku krzyżem ich nośność obliczoną dla każdorazowej granicy płynności. Przebieg rzeczywistych obciążeń łamiących oznaczono linią przerywaną. W tych sześciu doświadczeniach ustalono następujące p r z e k r o c z e n i a:

Nr	Ilość uzbrojenia %	granica płynności	przekroczenie %
5	0,49	2651 kg/cm ²	21
1	0,54	2641 „	16
3	0,76	2626 „	17
12	0,96	2669 „	19
2	1,19	2717 „	21
4	2,44	2549 „	12

a więc przeciętnie 20%.

W związku z powyższym zaznaczamy, że ostatnie doświadczenia autora⁹⁾ pracy niniejszej dały podobne przekroczenia, a także wykazały jak znikomo zależą one od stosowania różnych gatunków betonu o wytrz. 150 i 300 kg/cm².

Aby dowieść do jakiego stopnia, bez stosowania współczynnika n , rachunek nasz posiada wystarczającą dokładność, pokazano wynikający dla stałego położenia osi obojętnej $x = 0,4h$, moment $M = F_e x 0,86 h \sigma_c$. Przyjęto przy tym średnią granicę płynności $\sigma_c = 2648 \text{ kg/cm}^2$. Otrzymał różnicę w porównaniu z rachunkiem zwykłym zakreskowaną na rys. 2.

W odniesieniu do doświadczeń z wysokowartościową stalą uwydatniono tam wahania tylko w jednej grupie, dla której zastosowano kilka jednakowych próbek (Nr 14—17).

Jednakże rozpatrując te dane nie można przeoczyć istniejącej różnicy wartości średnich i najwyższych dla liczb oznaczających gatunek. Np. dla cementu znajdujemy wartości średnie gatunku. Przy większości tych danych uwzględniono dopuszczalne odchylenia tak, że można obliczyć wartość najniższą. Badając nośność wychodzimy od wartości najniższych, na których opiera się bezpieczeństwo ustroju. Dlatego też powinniśmy odpowiednio zmniejszyć otrzymane

⁷⁾ Beton und Eisen 1937 str. 26.

⁸⁾ Concrete, zeszyt 7, str. 440 „The modular Ratio“. Nr 10 De Ingenieur, S. Gravenhage, 1937, załącznik Nr 3, „De nieuwere gezichtspunten inzake de berekening von gewapned beton“ door ir. C. Franx. u. a. m.

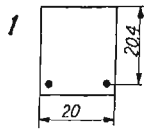
⁹⁾ Beton und Eisen 1936, str. 61, rys. 7 i 24.

przekroczenia przeciętne, a wówczas niewiele pozostanie z wyżej wspomnianych 20%. Trzeba więc zwykły rachunek w odniesieniu do stali uważać za całkowicie dokładny.

Publikacja prof. St. Bryly zawiera także porównanie próbki Nr 12 ze st. 37 i 0,96% zawartości uzbrojenia z próbką Nr 13 ze stalą „Griffel“

St 37. $\sigma_e = 2648 \text{ kg/cm}^2$

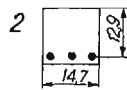
$$\tau_e/W_b = 2641/196 \quad \tau_e/W_b = 2717/196 \quad \tau_e/W_b = 2624/196$$



$$F_e = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,54\%$$

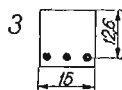
$$\tau_e/W_b = 2549/196$$



$$F_e = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1,19\%$$

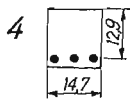
$$\tau_e/W_b = 2651/196$$



$$F_e = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,76\%$$

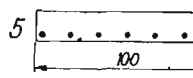
$$\tau_e/W_b = 2669/300$$



$$F_e = 4,62$$

$$\mu = 2,44\%$$

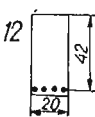
$$\tau_e/W_b = 4481/265$$



$$F_e = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,49\%$$

$$\tau_e/W_b = 4481/255$$



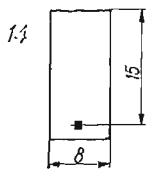
$$F_e = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,96\%$$

$$\tau_e/W_b = 4481/230$$

Stal grzebieniowa $\sigma_e = 4481 \text{ kg/cm}^2$

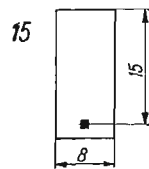
$$\tau_e/W_b = 4481/265 \quad \tau_e/W_b = 4481/255 \quad \tau_e/W_b = 4481/230$$



$$F_e = 1,884 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1,57\%$$

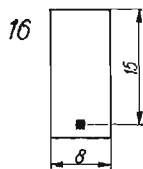
$$\tau_e/W_b = 4481/240$$



$$F_e = 1,884 \text{ cm}^2$$

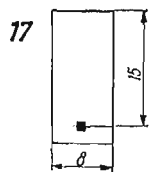
$$\mu = 1,57\%$$

$$\tau_e/W_b = 4481/191$$



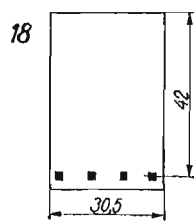
$$F_e = 1,884 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1,57\%$$



$$F_e = 1,884 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1,57\%$$



$$F_e = 7,536 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,59\%$$

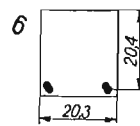
i 0,64% zawartości uzbrojenia. Porównanie tych dwóch doświadczeń zaakcentowane na rys. 2 poziomą linią wykazuje, że różnica, która odpowiada stosunkowi dopuszczalnych naprężeń 1200 do 1800, pozwala na zastępowanie stali 37 stalą „Griffel“ tego samego kalibru. Obydwa te doświadczenia jak również wiele innych traktujących to samo zagadnienie opublikowano uprzednio w „Beton und Eisen“.

Aby przedstawić związek nośności z wytrzymałością betonu sposobem obliczenia, wrysowa-

no na rys. 2 linię charakterystyczną dla betonu o wytrz. 196 kg/cm^2 , stosowanego przy większości doświadczeń i w ten sposób uwydatniono granicę rozdzielającą wypadki, dla których miarodajne są dla nośności belki z jednej strony stal z drugiej zaś beton. Granica ta w rzeczywistości leży wyżej o 33% i wynosi 261 kg/cm^2 . Jednakże z naszego rachunku, skutkiem stosowania innego

Stal „Isteg“ $\sigma_e = 3824 \text{ kg/cm}^2$

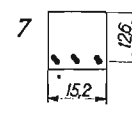
$$\tau_e/W_b = 3925/196 \quad \tau_e/W_b = 3745/196 \quad \tau_e/W_b = 3852/196$$



$$F_e = 1,54$$

$$\mu = 0,37\%$$

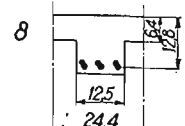
$$\tau_e/W_b = 3787/196$$



$$F_e = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,77\%$$

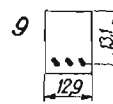
$$\tau_e/W_b = 3780/196$$



$$F_e = 1,76 \text{ cm}^2$$

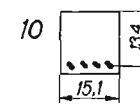
$$\mu = 0,56\%$$

$$\tau_e/W_b = 3856/196$$



$$F_e = 1,48 \text{ cm}^2$$

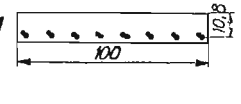
$$\mu = 0,88\%$$



$$F_e = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1,52\%$$

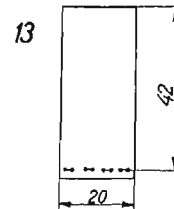
$$\tau_e/W_b = 4204/300$$



$$F_e = 3,94$$

$$\mu = 0,36\%$$

Stal „Griffel“ $\sigma_e = 4204 \text{ kg/cm}^2$



$$\tau_e/W_b = 4204/300$$

$$F_e = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,64\%$$

stosunku pewności dla stali i betonu i dopuszczalnych naprężeń, wynikająca graniczna strefa uzbrojenia leży prawie o połowę niżej. Chodzi tu o jaskrawą sprzeczność, którą usunęły przepisy austriackie. Dalej widzimy, z doświadczeń Nr 18 (beton o wytrz. 300 kg/cm^2) i Nr 12 (beton o wytrz. 300 kg/cm^2) w porównaniu z przynależną granicą płynności, że przekroczenia były daleko większe przy stosowaniu słabszego betonu, niż wysokowartościowego.

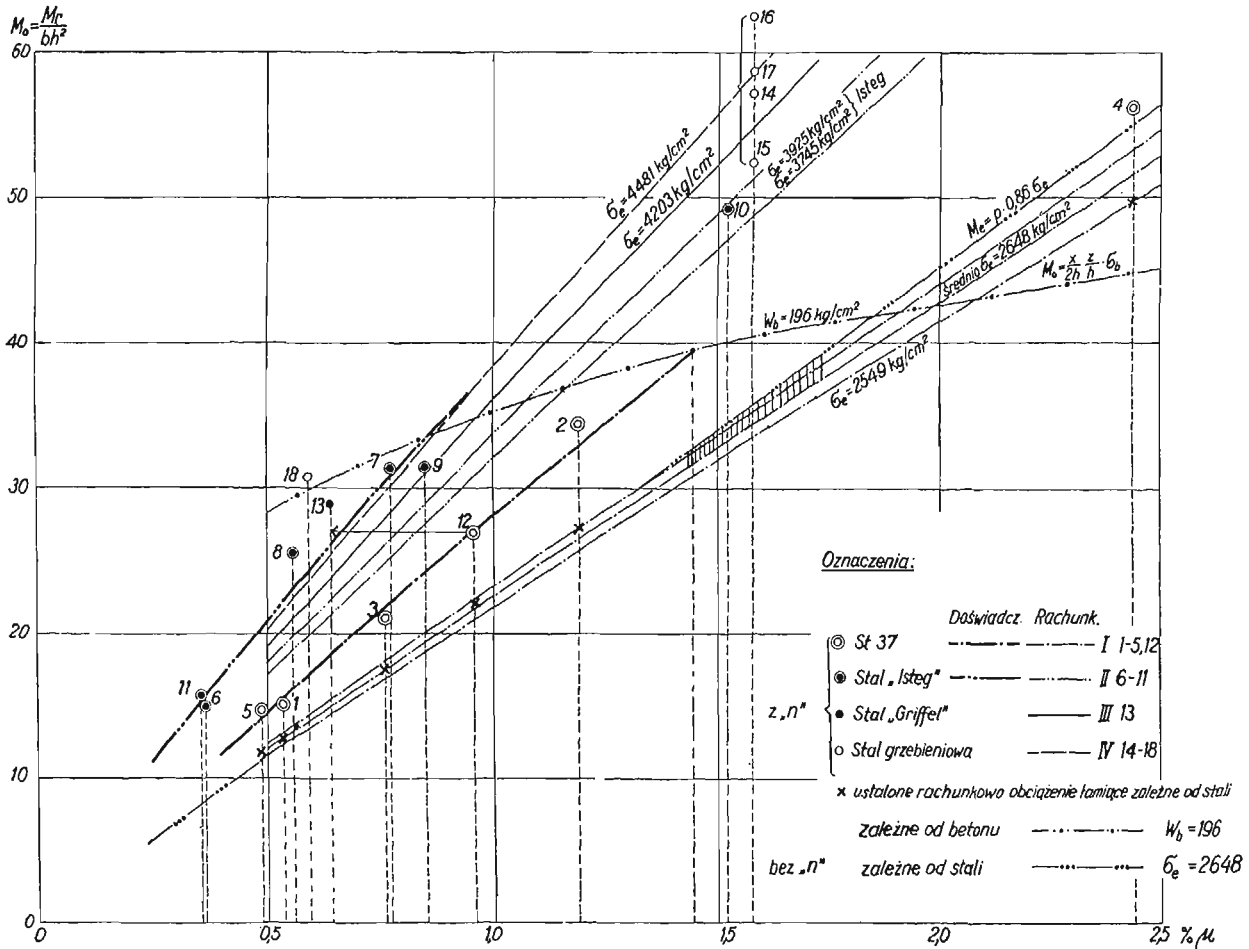
Przepisy austriackie we wszystkich istotnych punktach utrzymały dotychczasowy rachunek, nie pozwalając jednak na marnotrawstwo stali, które miało miejsce na skutek uwzględnienia potrójnej pewności betonu nawet wówczas, kiedy pewność jego na złamanie w ogóle nie jest brana pod uwagę. W ten sposób większe wykorzystanie betonu jest tu pewną nowością.

Podział jakości betonu na kilka stopni wytrzymałości,¹⁰⁾ o tak znacznych różnicach ze zmusza do stosowania na budowie betonu jednego gatunku, jest czymś nieusprawiedliwionym i sprzecznym z jego naturą. Nie ma żadnej podstawy powstrzymywać konstruktora od tego, by stosował

¹⁰⁾ por. przepisy austriackie.

dowolną wytrzymałość betonu, taką jaka najbardziej odpowiada jego potrzebom, tym więcej że takiemu życzeniu można zadośćczynić bez zastrzeżeń. Cały ten podział według rozmaitych grup wytrzymałościowych, zawarty w najnowszych przepisach, jest zupełnie zbyt czynnym formalizmem. Należy wskazać na zeszyt 17 (wzgl. wyciąg z niego zeszyt 17a) Wiadomości Austriackiego Komitetu Żelbetowego, gdzie wykazano (ze zesz. 17a str. 23, rys. 17) w jaki sposób jedynie drogą zmniejszenia ilości wody można dla danego miejsca konstrukcji uzyskać zwiększenie wytrzy-

ności doświadczeń okazuje się, że przebieg nośności belek żelbetowych, uzależniony od uzbrojenia, nie może być wyrażony za pomocą prawa dającego się przedstawić wykreślnie jedną linią. Stworzy ono szerokie pasmo, które uwzględni wszystkie wpływy, przy czym nie może być mowy o jakiejś „dokładnej” zgodności. Zgodność ta, między jednym zapożyczonym z dotychczasowych przepisów rozwiązaniem a szeregiem doświadczeń ze swobodnie leżącymi belkami, jest dzięki temu czymś łatwo osiągalnym ale nie przedstawia jeszcze żadnej gwarancji. Prawidłowość osiągniemy



Rys. 2.

małości. Współpraca konstruktora z kierownikiem budowy winna umożliwić, by pierwszy podawał wytrzymałości betonu jakie uważa za odpowiednie, a drugi zapewnił ich wykonanie. Propozycja zaś, co do zrezygnowania ze szczególnego wykazywania naprężeń nie przeszkadza nikomu w przytoczeniu dowodu i określeniu wielkości.

Ogólne zniesienie dopuszczalnych naprężeń w żelbetnictwie jak to zaproponował prof. Saliger, a na podstawie swoich doświadczeń uznał za celowe prof. Bryła, wyodrębniłoby tę dziedzinę fachową z całej mechaniki budowlanej. Jest to możliwe w doświadczeniach ze swobodnie leżącymi belkami, lecz w całym szeregu wypadków jak uderzenie czy skurcz wpłynęłoby destrukcyjnie, gdzie wykazanie dopuszczalnych naprężeń jest nieodzowne.

Streszczając wszystkie dotychczasowe doświadczenia a w szczególności uwzględniając wy-

projektując taką ilość uzbrojenia, która umożliwi całkowite wykorzystanie stali i każdorazowego gatunku betonu. Pod tym względem, za wyjątkiem metody dr C. Friedrich'a, zawodzą wszystkie przedsięwzięte doświadczenia uzasadniające. Nie trudno jest z opublikowanych w prasie technicznej propozycji zestawić jeszcze jedną metodę obliczania konstrukcji żelbetowych, tak jak można bez własnego punktu widzenia stworzyć na podstawie istniejącej literatury pożyteczny podręcznik żelbetnictwa. Jeśli jednak chce się za pomocą nowej metody obliczania nadać żelbetnictwu nowe podstawy i nowy kierunek, wymagać to będzie olbrzymiej rozważli i doświadczenia oraz uzasadniających badań praktycznych, czego właśnie dotychczasowe projekty nie posiadają, a co w znacznym stopniu zostało dokonane w dotychczasowym sposobie obliczania konstrukcji żelbetowych.

W SPRAWIE ARTYKUŁU DR EMPERGERA POD TYT.: „NOŚNOŚĆ BELEK ŻELBETOWYCH”

Niezgodność dotychczasowej teorii żelbetu z rzeczywistością zaprzętała już od dość dawna umysły badaczy. Przeprowadzono całe serie doświadczeń i na ich podstawie usiłowano bądź to ułożyć nowy sposób obliczania, bądź to wprowadzić niezbędne korektury do starej teorii. Zwłaszcza zastosowanie stali wysoko-wartościowych i stali o podwyższonej granicy plastyczności dało impuls do gruntownych badań i rozważań. Zwrócono uwagę na nierealność liczby n , która nie odpowiada rzeczywistemu stosunkowi spotykanych sprężystości, a poza tym nie jest wartością stałą, lecz zmienia się bardzo znacznie, zarówno w trakcie powiększania obciążenia, jak i w zależności od rodzaju betonu i stali.

Dlatego też przed dwoma laty redakcja pisma *Concrete and Constructional Engineering*, chcąc wyjaśnić stanowisko nauki w sprawie wprowadzenia nowych teorii i uwzględnienia ich w przepisach zwróciła się do kilkunastu fachowców z rozmaitych państw z prośbą o wypowiedzenie się. W odpowiedzi mojej wypowiedziałem się w zasadzie za teorią, która pojmia liczbę n , nierealną, choćby z powodu ogromnych wahań współczynników sprężystości betonu, ze względu na to, że nowe metody, zwłaszcza proponowane przez Saligera, dają znacznie większą zgodność z wynikami doświadczeń. Teoria ta wymagałaby jednak, jak zaznaczyłem podówczas, jeszcze dalszego opracowania¹⁾.

W artykule swoim dr Fr. Emperger, jeden z najwybitniejszych twórców starej metody obliczania konstrukcyj żelazobetonowych, uważa, że wprowadzanie nowej metody bez liczby n jest zbyt cenne, ponieważ:

1) w wypadkach słabego uzbrojenia obie metody dają wyniki zbliżone i to bardzo blisko wyników doświadczeń, bez względu nawet na to jaką wartość przyjmujemy dla liczby „ n ”.

2) w wypadkach mocnego uzbrojenia, gdy o wytrzymałości belki decyduje beton, można sobie poradzić (jak to uczyniono w Austrii) przez podwyższenie naprężeń dopuszczalnych w betonie.

Jednakowoż nie ulega wątpliwości, że taki sposób uzgadniania teorii z wynikami doświadczeń jest co najmniej sztuczny i musi podrywać zaufanie do samych zasad obliczania. Dlaczego bowiem podnosić naprężenie dopuszczalne tu właśnie? Dlaczego właśnie o tyle? Nasuwa się tu mnóstwo wątpliwości. Dlatego właśnie jednak lepsza jest nowa metoda, która nie potrzebuje się uciekać do podobnych sztuczek.

Co się tyczy pierwszej uwagi prof. Empergera (o belkach ze słabym uzbrojeniem), to zgodność wyników jest tu zupełnie zrozumiała. Czyn-

nikiem zmiennym we wszelkich wzorach na naprężenie w stali jest bowiem w zasadzie tylko ramię momentu wewnętrzznego, które z natury rzeczy podlega niewielkim wahaniom.

Prof. Emperger ma rację, że nowa teoria dopóty nie może zastąpić dawnej, dopóki nie uwzględni wszystkich wypadków zginania. Pod tym względem zgadzam się z nim najzupełniej i mogę się powołać na końcowe wnioski cytowanego przez prof. Empergera mojego artykułu w *Cemencie*. Wnioski te precyzują wyraźnie moje stanowisko. Brzmiały one:

1. Metoda Saligera stanowi ogromny krok naprzód w kierunku poznania rzeczywistej pracy belek żelazobetonowych i zasługuje z tego powodu na uwzględnienie w przepisach urzędowych.

2. Metoda Saligera dotyczy na razie wyłącznie belek zginanych i elementów mimoosiowo obciążonych, uzbrojonych w warstwie rozciąganej, natomiast nie zajmuje się ustrojami z uzbrojeniem ściskanym.²⁾

3. Nie opracowane zostały jeszcze definitywnie wszystkie zagadnienia związane z pracą belek zginanych, jak np. sprawy ścinania w betonie, obliczania strzemion i odgięć, przyczepności itp.

4. W zagadnienia powyższe wnosi jednak teoria Saligera wiele nowych wskazań, które mogą dać podstawę do dalszej racjonalizacji obliczeń.

5. Ostateczne opracowanie nowej teorii we wszystkich szczegółach niezbędnych dla praktyki konstruktorskiej może być dokonane w niedługim stosunkowo czasie, ponieważ, jak widzieliśmy, główny zrab jest już przygotowany.

6. W oczekiwaniu na wprowadzenie do przepisów nowej metody, byłoby niecelowe tymczasowe reformowanie metody dotychczasowej drogą częściowych korektyw w zakresie wielkości liczby n lub wykresu naprężeń w betonie, gdyż w swoim obecnym brzmieniu, aczkolwiek niedoskonała i nieoparta na ścisłych naukowych podstawach, daje jednak w praktyce wyniki dość dobre, a w każdym razie nie zagrażające bezpieczeństwu budowli.

7. W razie wprowadzenia nowej metody trzeba przede wszystkim rozstrzygnąć sprawę współczynnika pewności. Uważam, że najodpowiedniejszą wartością współczynnika będzie w dzisiejszych naszych warunkach $s = 2,5$. Wartość ta leży na mniej więcej właściwym poziomie, w porównaniu ze współczynnikami pewności, stosowanymi przy innych materiałach, a zarazem odpowiada przeciętnej wartości współczynnika pewności w dotychczasowej metodzie. W miarę udoskonalenia metod wykonywania konstrukcyj żelbetowych będzie można współczynnik ten zmniejszyć.

8. Po opracowaniu wyżej wspomnianych problemów i szczegółów będzie nadawać się no-

¹⁾ Artykuł ten opublikowany był w *Concrete and Constructional Engineering* 1937, oraz w *De Ingenieur*, a z dużym uzupełnieniem w *Cemencie* 1937.

²⁾ W trakcie druku tej pracy opracował Saliger dalsze rozwinięcie swej metody.

wa metoda do wprowadzenia w przepisach oficjalnych.

Doświadczenia, które przytoczyłem na poparcie teorii Saligera, obejmują szeroką skalę zastosowań zarówno pod względem gatunków betonu i stali, jak też i procentów uzbrojenia. Wprawdzie, jak zauważa dr Emperger, przy stali handlowej tylko w jednej próbie procent stali jest wyższy od 1,6%, ale za to występujący przy stali Istege procent 1,52, a przy grzebieniowej 1,57 — jest równoznaczny z 2,3 — 2,6% dla stali zwykłej. Jakkolwiek przeto zestawienie nie obejmuje „wszystkich“ wypadków stosowania betonu, jednak podaje ich tak dużą gamę, że można zupełnie dobrze wyciągnąć wnioski.

W zakończeniu swego interesującego artykułu dr Emperger zauważa, że pomijanie przy obliczeniach żelazobetonu naprężeń dopuszczalnych stali i betonu, które jest konsekwencją teorii Saligera, zanadto by wyodrębniło tę dziedzinę statyki budowlanej od innych, co jego zdaniem nie jest pożądane. Nie sądzę, żeby to było słuszne. Żelazobeton różni się zasadniczo od innych materiałów budowlanych tym, że składa się z dwóch materiałów o zupełnie różnych cechach wytrzymałościowych. O wytrzymałości żelazobetonu nie decyduje wyłącznie wytrzymałość ani betonu ani stali, lecz obie razem. Dlatego racjonalne jest posługiwanie

się inną miarą dla żelazobetonu niż dla materiałów jednorodnych.

Podkreślam wreszcie, że metoda obliczeń konstrukcyj żelazobetonowych z wyeliminowaniem współczynnika n , pozwala na racjonalne obliczanie zawsze, a więc belek z mocnym uzbrojeniem, oraz belek z uzbrojeniem ze stali wysoce wartościowych bez uciekania się do jakichkolwiek sztuczek w guście specjalnego podnoszenia naprężeń dopuszczalnych dla betonu, których wymaga stara metoda. Muszę wreszcie podkreślić, że napewno niktby nie szukał nowych metod, gdyby metoda stara była dobra.

Wszystkie wyżej wspomniane powody skłaniają nas do szukania dróg nowych. Najbardziej miarodajne są zaś dla inżyniera zawsze rezultaty, a rezultaty prób i doświadczeń przemawiają na korzyść nowej metody.

Podobne stanowisko do mojego zajęła znaczna ilość uczestników wspomnianej ankiety pisma Concrete and Constructional Engineering, którzy wypowiedzieli się wraz ze mną za nową metodą.

Jakkolwiek jednak zajmuję w tej sprawie stanowisko inne niż dr. Emperger, nie mniej pragnę podkreślić, że artykuł tak zasłużonego nestora żelbetnictwa jest bardzo cenny i należy się wdzięczność redakcji pisma Inżynieria i Budownictwo, że artykuł ten opublikowała.

pplk. inż. ALEKSANDER ALEXANDROWICZ (Wilno)

STAN OBECNY BUDOWNICTWA PRZECIWLOTNICZEGO WE FRANCJI, SZWAJCARII I WŁOSZACH

W dniu 9. stycznia br. w sali Stowarzyszenia Techników w Warszawie pplk. inż. Alexandrowicz wygłosił odczyt na temat wymieniony w tytule. Odczyt nosił charakter sprawozdawczy ze stage'u zagranicznego, zorganizowanego przez L. O. P. P., a odbył się z inicjatywy Związku Polskich Inżynierów Budowlanych, przy bardzo dużej frekwencji.

W dwu i pół godzinnej prelekcji, wysłuchanej z dużym zainteresowaniem, prelegent przedstawiając swe wywody barwnym opisem odniesionych wrażeń, przedstawił prelegent na ile prawodawstwa specjalnego i ogólnej organizacji oplg. szereg przykładów budownictwa przeciwlotniczego i nowych prądów na tym tle, nurtujących kół techniczne trzech krajów zachodniej Europy. Referat był ilustrowany kilkunastoma tablicami pokazowymi, których część reprodukuje poniżej, wraz ze streszczeniem referatu.

Prelegent zwiedził w czasie swej podróży Francję, Szwajcarię i Włochy.

Francja

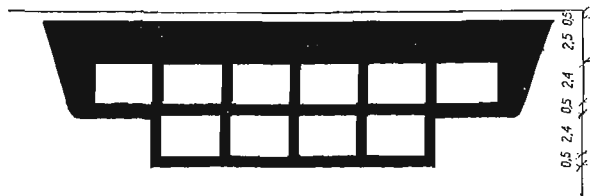
Charakterystyczną cechą przepisów budowlanej oplg we Francji jest ograniczenie ich do obiektów państwowych, komunalnych, użyteczności publicznej, — a z prywatnych, tylko do większych zakładów przemysłowych i przedsiębiorstw handlowych, i to wyłącznie do wypadków nowych budowli lub wielkiej przebudowy. Uderza tu pominięcie w przepisach przymusu urządzania schronów oplg w mieszkalnych budynkach prywatnych, jak również obciążenie państwa kosztami urządzania schronów publicznych i publicznych punktów ratowniczo-sanitarnych. Ciekawym również szczegółem jest powierzenie w zasadzie prac projektowych i budowlanych schronów oplg — inżynierii wojskowej, z powoływaniem architektów tylko do ewent. współpracy (np. w razie jeśli schron znajdować się ma, w ścisłej styczności z budynkiem zabytkowym).

Urządzanie schronów oplg w budynkach no-

wych oraz adaptacja w budynkach istniejących (mieszkalnych, prywatnych) jest pozostawiona własnej inicjatywie i dobrej woli właścicieli nieruchomości, nakłanianych do tego jedynie propagandą społeczną, zresztą bardzo słabą. Rozporządzenia ścienne prefektury w Paryżu nawołują jedynie do: wyboru pomieszczeń schronowych, przygotowania materiałów dla wzmocnienia ich stropów (podstemplowania) oraz posiadania zapasu piasku dla stworzenia na strychach warstwy zabezpieczającej od bomb zapalających. Sposoby urządzania takich schronów doraźnie w chwili potrzeby, jak również schronów oplg solidniejszych, są ujęte w zał. 4.: „Des abris” oraz: „Notice relative a la construction d'abris contre les bombardements aériens”, do bardzo taniej i szeroko rozpowszechnionej instrukcji: „Instruction pratique sur la défense passive”, Paris 1936.

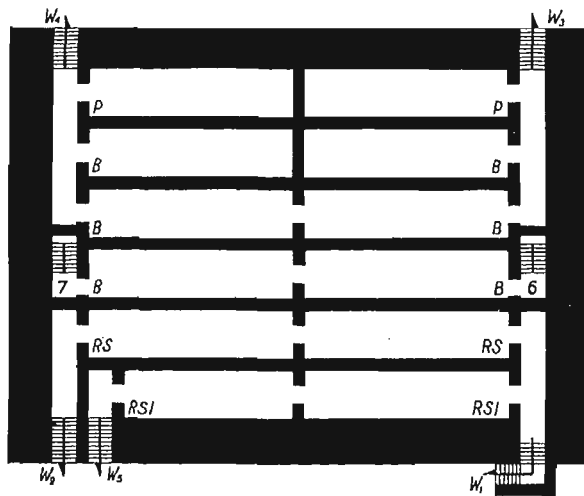
Prelegent szczegółowo przedstawił dwa przykłady schronów: dla jednego z ministerstw i dla komendy cywilnej oplg biernej miasta, okazane

mu w Paryżu. Przytoczone niżej rysunki jednej z tych budowli, wykonanej w całości z żelbetu, dają podstawę do twierdzenia, że tego typu schron oplg wykonują Francuzi bardzo solidnie i może nawet za bogato (rys. 1).



Rys. 1.

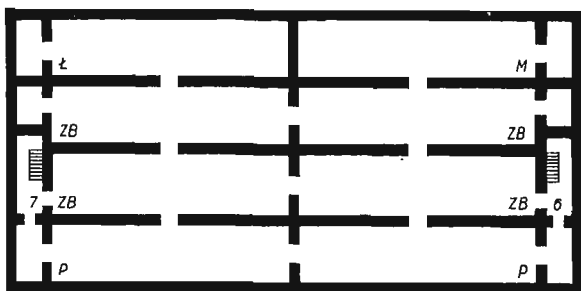
Bryła schronu ma w rzucie poziomym ok. 35×30 m. Zaopatrzenie wewnętrzne: kompletne urządzenia wentylacyjno-odkazyjące z możliwością regeneracji powietrza wewnętrznego i możliwością uzupełnienia go z bidonów ze sprężonym powietrzem; prąd — z sieci miejskiej i z własnego zes-



Rys. 2.

spolu (160 KM), akumulatornia i skład materiałów pędnych; woda — z sieci miejskiej i studnia artezyjska z pompą elektryczną. Drzwi przeciwpodmuchowe żelbetowe o grub. 20 cm plus także sama płyta nad każdym wejściem (rys. 2 i 3).

Schron jest ponadto podzielony funkcjonalnie 15 cm ściankami działowymi (niepokazanymi na



Rys. 3.

rysunku) i w swych obu kondygnacjach zawiera: gabinet ministra i jego najbliższego sztabu (m), sale dla urzędujących biur ministerstwa (b), salę urządzeń teletechnicznych (ł), kompletny punkt rat. san. (rs), z częścią dla zaiperytowanych (rsi), schron zbiorowy na 300 pracowników minister-

stwa (zb), wreszcie pomieszczenia na urządzenia pomocnicze (p).

Drugi analogiczny schron pod podwórcem zarządu miasta, budynku zabytkowego, przeznaczony na komendę cyw. oplg biernej miasta, ma 8 izb o powierzchni 40 m^2 każda, trzy przedsionki po 6 m^2 każdy oraz pomieszczenia pomocnicze o og. pow. ok. 150 m^2 . Grubość stropu 1,6 m, ścian zewn. 1 — 1,2 m, wewn. 0,5. Wysokość w świetle 3 m. Maksymalna rozpiętość stropu 3,6 m. Kubatura żelbetu 1640 m^3 . Koszt ok. 2 mil. franków.

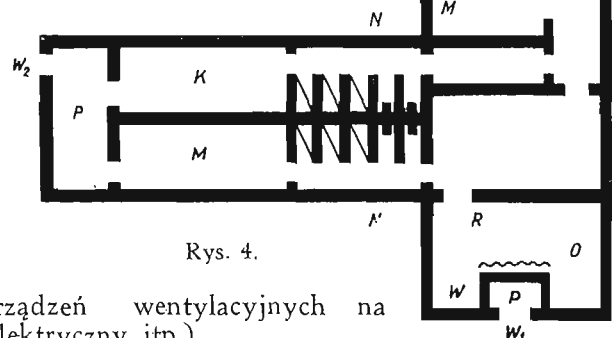
W obu schronach sufity zaopatrzone w przeciwodpryskową blachę, ściany zaś w tynki na siatce żelaznej.

Na rys. 4. jest podany przykład jednego z 30. urządzonych w Paryżu punktów rat. san.

Jest to pomieszczenie zabezpieczające oplg, adaptowane w istniejącym budynku szkolnym, w wysokiej suterenie nie posiadającej okien. Punkt rat. san. dzieli się na dwie części: dla zaiperytowanych (część lewa) oraz dla zagazowanych i rannych. Posiada trzy przedsionki, izbę rozpoznawczą (r), normalną odkazyalnię (natryski) z podziałem na płcie, salę opatrunkową (o), magazyny: mat. aptecznych (a) i bielizny (b) oraz izby chorych po 20 łóżek każda.

Pojemność punktu rat. san.: 50 zaiperytowanych, 20 rannych i 80 łóż zagazowanych, plus drużyna ratownicza z 4 sanitariuszy i szefa. Zaopatrzenie i urządzenie wewnętrzne w pełnym komplecie i w gotowości do podjęcia czynności ratowniczych.

Akcja tworzenia punktów rat. san. w Paryżu została rozszerzona, może nawet na niekorzystnie solidności ich zabezpieczenia budowlanego oplg, — lecz zato na korzyść ilości punktów i możliwości dalszego zagęszczania ich sieci. Przy tym stopniowo udoskonalane są ich urządzenia wewnętrzne (np. zamiana już w 16. z nich napędu nożnego



Rys. 4.

urządzeń wentylacyjnych na elektryczny itp.).

Hale targowe w Paryżu posiadają schron oplg na 500 ludzi, przeznaczony dla pracowników hal, zajętych pracą nad zapewnieniem miastu wyżywienia.

Zaleca się przestudiowanie zeszytu grudniowego 1937 r. miesięcznika: „d'Architecture d'Anjourel'hui" zawierającego dużo ciekawych da-

nych o budownictwie przeciwlotniczym, m.in. streszczenia podstaw prawnych i przepisów technicznych oplg, b. treściwe wyciągi z ważniejszych dzieł obcych tej dziedziny, wreszcie ciekawe artykuły o urbanizmie: „L'Urbanisme et la défense passive”, przez Gastona Bardet, referenta generalnego pierwszego kongresu: „D'Urbanisme Souterrain”.

Szwajcaria

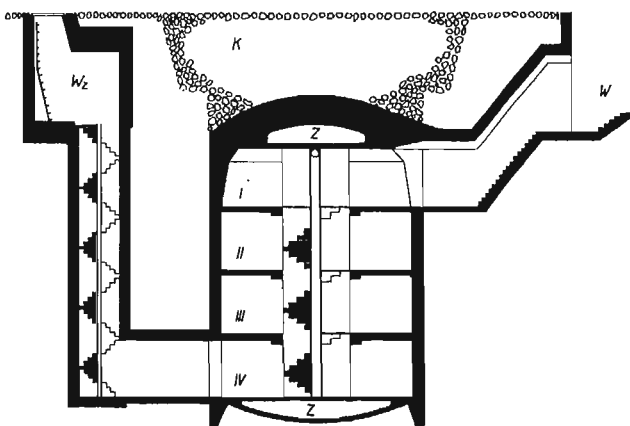
W wyniku postanowienia federalnego z dn. 18.III.1937 r. o pobudzeniu robót obrony biernej przeciwlotniczej i rozporządzenia wykonawczego rady federalnej z 24.VIII.1937 r., ma Szwajcaria już od roku otwarte kredyty na cele budowlanej oplg w kwocie ogólnej 25 mil. franków, złożone w 20% z dotacji państwowych, w 10% z subwencji kantonów, w 70% zaś z dotacji gmin. W dotacjach gmin są zawarte również kwoty prywatne. I tak np., gdy fabryka prywatna przystosowuje się do oplg, to państwo daje 10%, kanton i gmina razem 10%, prywatny właściciel (lub konsorcjum) 80%. Procentowy stosunek dotacji i subwencji ustala się w wypadkach szczególnych indywidualnie.

Rys. 5. podaje przykład publicznego punktu rat. san. z pomieszczeniem na drużyny: sanitarną i odkażającą.

Bryła żelbetowa schronu cylindrycznego, częściowo ścięta stożkowato ku dołowi, ma grubość w stropie 1,7 m, ścian 1,4 do 1 m, fundamentu 0,8. Średnica wewnętrzna 25 m, wysokość w świetle 2,8 m.

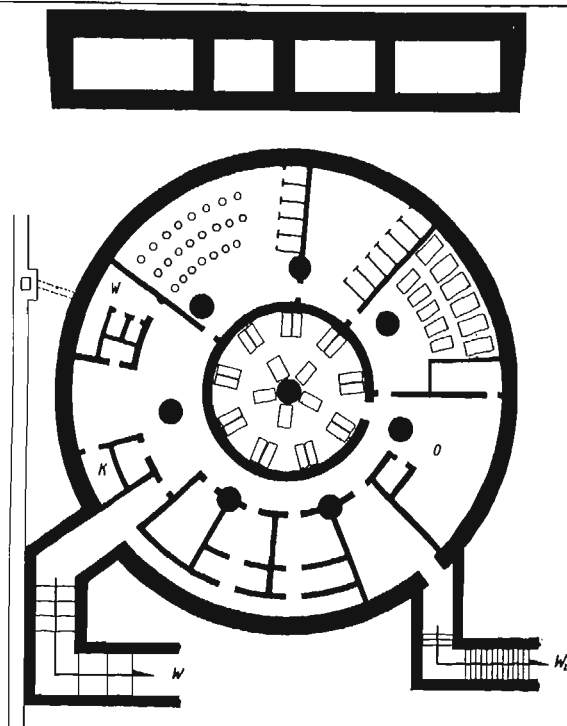
Wewnętrzny podział i urządzenie przewiduje odkażalnię dla zaiperytowanych, osobną dla mężczyzn i kobiet, salę opatrunkową z apteką, dwie kompletnie zaopatrzone izby chorych na 34 łóżka, dwie zbiorowe izby schronowe, zaopatrzone w nieco nadmierną liczbę klozetów (po 6!), izbę komendanta schronu z wyzierem na przedsiónek głównego wejścia, izbę kwatermistrza, wreszcie urządzenia wentylacyjne. Czerpnie powietrza dwie, z poziomu. Filtrów 3. Napęd elektryczny i zastępczy nożny.

Rys. 6. i 7. podają przykład wieżowego schronu publicznego, doświadczalnego i pokazowego, patentu inż. arch. G. Schindlera, zbudowanego z inicjatywy związku *Luftschutzverband in Zürich*.



Rys. 6.

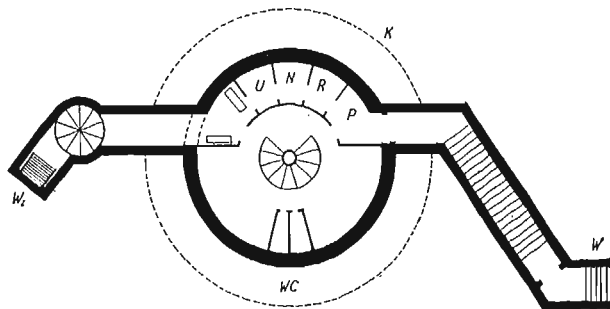
Wysokość bryły żelbetowej schronu 11,37 m, średnica 7,5 m, fundamenty sięgają 15 m od poziomu terenu i znajdują się 1 m ponad poziomem wód jeziora Zürichskiego. Grubość kopuły schronu 1,1 do 1,6 żelbetu, zabezpieczonej ponadto narzutem kamieni grub. 2,6 m, grub. ścian zewn. 0,4 m.



Rys. 5.

Pojemność schronu 200 ludzi siedząco, lub 400 stojąco. Koszt ogólny schronu ok. 65000 fr, czyli 300 fr na osobę normalnie zabezpieczoną.

Tak w urzędzeniu, jak i w budowie tego schronu wieżowego zastosowano oryginalne sposoby, jak np. wykonanie bryły głównej schronu sposobem kesonowym. Szczegóły można znaleźć w artykule Dr. W. Jacky pt.: „Muster-Luftschutz-Turm in Zürich” w zeszycie 22. „Schweizerische Technische Zeitung” z 1938 r.



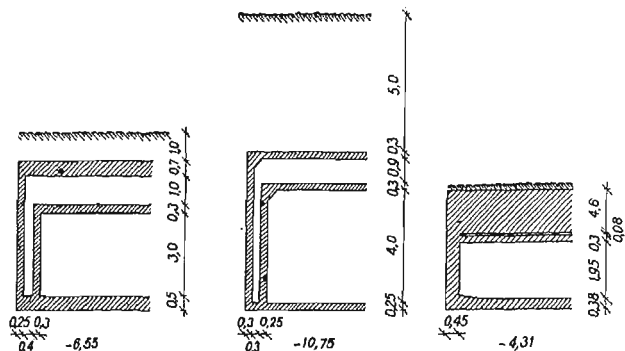
Rys. 7.

Włochy

Podobnie do naszego rozporządzenia Rady Ministrów z dn. 29.IV.1938 r. (Dz. U. R. P. Nr 32, poz. 278): „O przygotowaniu w czasie pokoju obrony przeciwlotniczej i przeciwgazowej w dziedzinach regulacji i zabudowania osiedli oraz budownictwa publicznego i prywatnego” i naszych przepisów o budowie schronów oplg.—Włosi mają

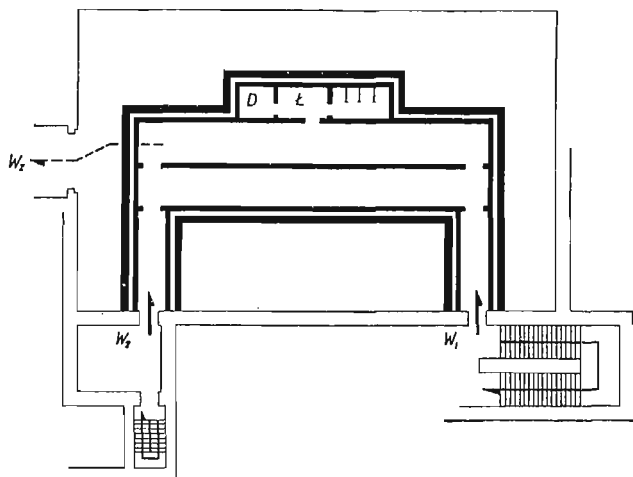
kilka dekretów regulujących te sprawy oraz przepisy dla inżynierów do budowy schronów oplg" (*Gazetta Ufficiale del Regno d'Italia 21.XII.1936, Nr 294*). Te ostatnie zostały obecnie opracowane i rozwinięte do nowego uaktualnionego wydania.

Każdy obywatel włoski jest obowiązany do troski o bierną obronę przeciwlotniczą przy bu-



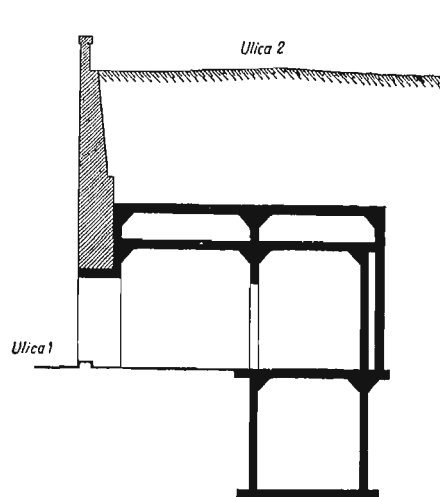
schronu na rys. 11, przeznaczony na komendę cywilną oplg biernej wielkiego miasta i dla zabezpieczenia urzędników zarządu prowincji.

Ciekawym również przykładem jest wykorzystanie w Rzymie różnicy poziomów ulic równoległe



Rys. 11.

Innowacje techniczne, zastosowane świeżo przez Włochów do konstrukcji schronów oplg, niewątpliwie oparte na doświadczeniach prowadzonych wojen, powinnyby się stać obiektem szczególnych studiów.



Rys. 12.

biegnących i urządzenie w zбочu szeregu schronów publicznych, do wyzyskania w czasie pokojuwym jako rząd sklepów. Czynsz dzierżawny opłaca koszty ich budowy, a w umowach zastrzeżone jest natychmiastowe ich zwolnienie w razie nastania okresu zagrożenia przeciwołotniczego. Przekrój tego typu schronu oplg daje rys. 12.

N a z a k o ń c z e n i e : swego treściwego odczytu, prelegent zwrócił się do licznie na sali zebranych inżynierów budowlanych z apelem, by zainteresowanie do spraw budownictwa oplg u nas wciągnęło w swą orbitę tak szerokie koła architektów oraz budowniczych cywilnych, jak w innych państwach zachodniej Europy.

Inż. Dr TOMASZ KLUZ (Warszawa)

WARUNKI RÓWNOWAGI SPREŻYSTEJ CIAŁA ZGI-NANEGO I ICH ZASTOSOWANIE DO BELKI CIĄGŁEJ I USTROJÓW RAMOWYCH

(D o k o ń c z e n i e)

16. Warunek momentów statycznych wtórnych reakcyj

Ogólne równanie 97. wtórnych sił ramy dwusłupowej przegubowej o pojedynczo załamanej rozporze (por. rys. 26), możemy przedstawić również w nieco zmienionej postaci, dogodniejszej w zastosowaniach praktycznych tego rodzaju ustrojów ramowych.

Pomnóżmy poszczególne sumy wtórnych reakcyj w narożach B , C i D , wyrażone równ. 96 przez wysokości h_B, h_C, h_D tych naroży (rys. 26). Otrzymamy równania wtórnych reakcyj w narożach w postaci

$$\left. \begin{aligned} h_B \cdot \sum \bar{M}_B &= \delta \\ h_C \cdot \sum \bar{M}_C &= \delta \\ h_D \cdot \sum \bar{M}_D &= \delta \end{aligned} \right\} \quad (110)$$

Suma wtórnych reakcyj naroży daje równanie ogólne w postaci różniące się od równ. 97

$$h_B \cdot \sum \bar{M}_B + h_C \cdot \sum \bar{M}_C + h_D \cdot \sum \bar{M}_D = 0 \quad (111)$$

Jak łatwo zauważyć równanie ostatnie uważać możemy za równanie sumy momentów wtórnych reakcyj ze względu na prostą (oś) przechodzącą przez przeguby¹⁾ (A, E w rys. 26). Poszczególne wtórne reakcje należy przy tym uważać za zaczepione w narożach danej ramy ale w płaszczyznach prostopadłych do płaszczyzny osi ramy.

Wyrażony równaniem 111 warunek sumy momentów wtórnych reakcyj ważny jest również dla każdego typu ramy dwuprzegubowej o dwu pionowych słupach i rozporze prostej lub załamanej jedno- lub wielokrotnie. Powiemy więc: w ramie jednoprzęsłowej dwuprzegubowej o dwu pionowych słupach (równej lub różnej długości) i dowolnej rozporze prostej (poziomej lub nachylonej) lub załamanej jedno- lub wielokrotnie suma momentów wtórnych reakcyj we wszystkich naro-

¹⁾ Por. zbliżony warunek momentów statycznych powierzchni momentów prof. J. Riegera, podany w książce: Der einfache Rahmenträger, 1928.

zach ramy (reakcje pomyślane jako obrócone o 90°) ze względu na oś przechodzącą przez przeguby ramy prostopadle do słupów — równa jest zeru.

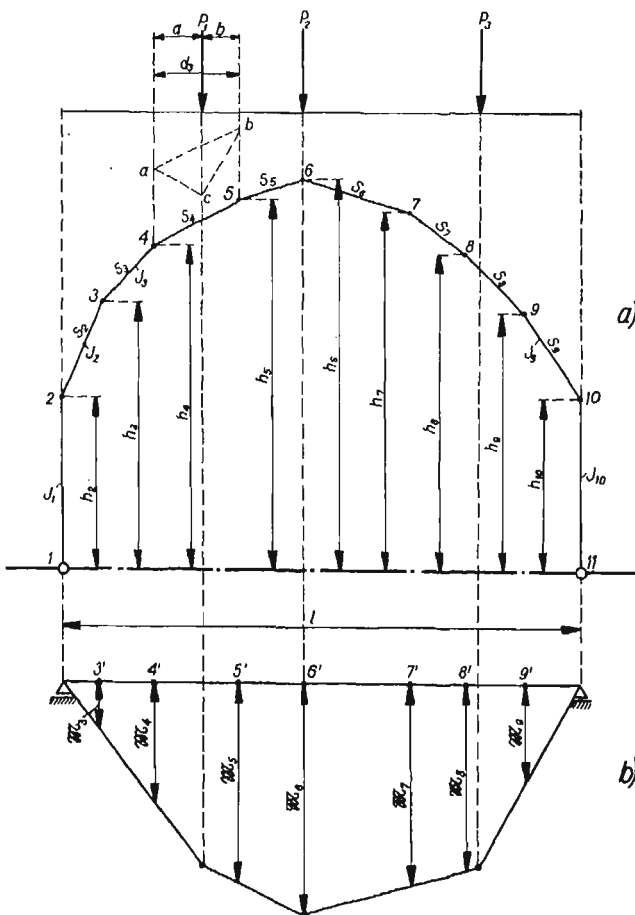
Warunek momentów wtórnych reakcyj pozwoli nam na rozwiązanie ramy dwusłupowej, przegubowej o bardziej skomplikowanym ustroju (załamanie rozporze) w sposób prostszy, bez konieczności analizy odkształceń.

17. Rama dwuprzegubowa o pionowych słupach równej wysokości i dowolnie załamanej rozporze

Warunek momentów wtórnych reakcyj zastosujemy do rozwiązania dowolnie obciążonej ramy dwuprzegubowej o wielokrotnie, dowolnie załamanej rozporze i równej wysokości słupach. Z tego rodzaju ustrojem ramowym mamy często do czynienia w praktyce przy halach fabrycznych, lotniczych, wystawowych itp.

Obciążenie pionowe rozporze

Przyjmijmy rozporze ramy o siedmiokrotnym załamaniu (rys. 28 a) i oznaczmy przez 1 i 11 przeguby, przez 2 i 10 naroża słupów oraz przez 3, 4, 5, 6, 7, 8 i 9 kolejne punkty załamania rozporze, następnie przez $h_2 = h_{10}$ wysokości słupów, przez h_3, h_4, \dots wysokości punktów załamania osi rozporze oraz przez s_2, s_3, \dots poszczególne odcinki proste rozporze. Analogicznie jak w poprzednich przykładach oznaczmy w sposób skrócony przez $\bar{M}_2, \bar{M}_3, \dots$ sumy wtórnych reakcyj zredukowanych wszystkich powierzchni momentów w punktach 2, 3, ...



Rys. 28.

Przy tych oznaczeniach ustawmy równanie momentów wtórnych reakcyj ze względu na oś 1 — 11 przechodzącą przez obydwa przeguby. Otrzymujemy równanie w postaci ogólnej

$$h \cdot \Sigma \bar{M} = 0 \quad (112)$$

czyli w formie rozwiniętej

$$h_2 \cdot \bar{M}_2 + h_3 \cdot \bar{M}_3 + \dots + h_{10} \cdot \bar{M}_{10} = 0 \quad (113)$$

Dzieląc ostatnie równanie przez $h_2 = h_{10}$ i oznaczając

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_3}{h_2} = n_3; \quad \frac{h_4}{h_2} = n_4; \quad \frac{h_5}{h_2} = n_5; \\ \frac{h_6}{h_2} = n_6; \quad \frac{h_7}{h_2} = n_7; \quad \frac{h_8}{h_2} = n_8; \quad \frac{h_9}{h_2} = n_9 \end{aligned} \right\} \quad (114)$$

otrzymamy równanie wtórnych reakcyj sprowadzone do postaci, jak w równ. 97

$$\bar{M}_2 + n_3 \cdot \bar{M}_3 + n_4 \cdot \bar{M}_4 + n_5 \cdot \bar{M}_5 + n_6 \cdot \bar{M}_6 + n_7 \cdot \bar{M}_7 + n_8 \cdot \bar{M}_8 + n_9 \cdot \bar{M}_9 + \bar{M}_{10} = 0 \quad (115)$$

Dla obciążenia rozporze siłami pionowymi, jak w rys. 28 a wyznaczmy zwykle momenty belki podstawowej o rozpiętości równej rzutowi całej rozporze l (rys. 28 b) i oznaczmy zwykle momenty w poszczególnych punktach 3', 4'... przez $\bar{M}_3, \bar{M}_4, \dots$ i \bar{M}_9 .

Szukamy dla danego obciążenia momentów M_2, M_3, \dots, M_{10} występujących w narożach rozporze. Ponieważ $M_{10} = M_2$, a poszczególne M_3, M_4, \dots i M_9 przedstawic możemy przy pomocy M_2 oraz zwykłych warunków równowagi, więc jedyną nieznaną i szukaną wartością jest moment M_2 .

Podobnie, jak w poprzednich ustrojach ramowych, wyznaczamy jednostkowe wtórne reakcje oraz ich sumę. Powierzchnie jednostkowych reakcyj r to jest powierzchnie o wysokości równej jednostce w narożu 2 i 10, oraz o wysokości równej n_3 w narożu 3, n_4 w narożu 4 itp., przedstawiono w rys. 29. Suma reakcyj jednostkowych Σr równa jest sumarycznej powierzchni zawartej między punktami A i B (maksymalnych ugięć słupów) rys. 29.

Przy powyższych oznaczeniach otrzymamy na M_2 ostateczną wartość ogólną, analogiczną do równ. 99 ramy o jednokrotnie załamanej rozporze

$$M_2 = M_{10} = \frac{\bar{R}_2 + n_3 \bar{R}_3 + n_4 \bar{R}_4 + \dots + \bar{R}_{10} + \bar{M}_3 \bar{r}_3 + \bar{M}_4 \bar{r}_4 + \dots + \bar{M}_9 \bar{r}_9}{\bar{r}_2 + n_3 \bar{r}_3 + n_4 \bar{r}_4 + \dots + \bar{r}_{10}} \quad (116)$$

W równaniu 116 przez R_2, R_3, \dots oraz r_2, r_3, \dots rozumieć należy sumy poszczególnych wtórnych reakcyj zwykłych i jednostkowych powierzchni momentów, a więc w p. 2. ze słupa i części rozporze s_2 , w p. 3. z s_2 i s_3 itp.

Przy tych oznaczeniach równanie 116 przedstawic możemy w postaci ogólnej

$$M_2 = \frac{\Sigma n \bar{R} + \Sigma \bar{M} \bar{r}}{\Sigma n \bar{r}} \quad (117)$$

Równanie 117 jest najzupełniej ogólnym równaniem na moment w narożu słupa ramy dwusłupowej przegubowej, o słupach równej wysokości i dowolnie załamanej rozporze, pod dowolnym pionowym obciążeniem rozporze.

Dla obciążenia siłami skupionymi P_1 w s_4 , P_2 w narożu 6 oraz P_3 w s_8 , jak w rys 28 a mamy (R_2, R_3, R_6, R_7 i R_{10} równe zero):

$$\Sigma n \bar{R} = n_4 \bar{R}_4 + n_5 \bar{R}_5 + n_8 \cdot \bar{R}_8 + n_9 \cdot \bar{R}_9 \quad (118)$$

$$\Sigma \mathfrak{M} \bar{r} = \mathfrak{M}_3 \cdot \bar{r}_3 + \mathfrak{M}_4 \cdot \bar{r}_4 + \mathfrak{M}_5 \cdot \bar{r}_5 + \mathfrak{M}_6 \cdot \bar{r}_6 + \mathfrak{M}_7 \cdot \bar{r}_7 + \mathfrak{M}_8 \cdot \bar{r}_8 + \mathfrak{M}_9 \cdot \bar{r}_9 \quad (119)$$

$$\Sigma n \bar{r} = \bar{r}_2 + n_3 \cdot \bar{r}_3 + n_4 \cdot \bar{r}_4 + n_5 \cdot \bar{r}_5 + n_6 \cdot \bar{r}_6 + n_7 \cdot \bar{r}_7 + n_8 \cdot \bar{r}_8 + n_9 \cdot \bar{r}_9 + \bar{r}_{10} \quad (120)$$

Pod siłą skupioną np. P_1 w s_4 powstaje wtórna reakcja R_4 i R_5 zwykłych momentów, a więc reakcja od obciążenia trójkątnego $a b c$ według kreskowanego wykresu w rys. 28 a. Momenty zwykłe \mathfrak{M} , jak w rys. 28 b. Reakcje wtórne jednostkowe r należy obliczyć przy pomocy powierzchni wykreślonych w rys. 29, a więc np. na r_5 otrzymamy reakcję z przęśla s_4 i s_5

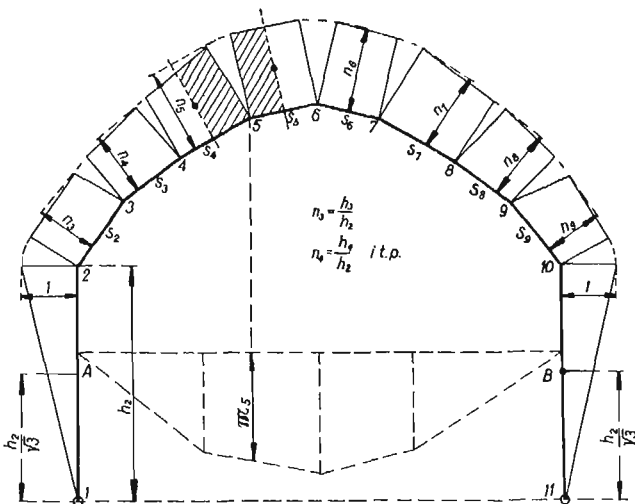
$$r_5 = \frac{1}{6} s_4 \cdot n_4 + \frac{1}{3} (s_4 + s_5) \cdot n_5 + \frac{1}{6} s_5 \cdot n_6$$

a więc powierzchnie przy r_5 zakreskowane w rys. 29.

Dla otrzymania zredukowanych wartości \bar{R} i \bar{r} należy w równ. 118, 119 i 120 powierzchnie w poszczególnych s podzielić przez momenty bezwładności I .

Mając obliczoną wartość momentu $M_2 = M_{10}$ w narożu słupów otrzymamy wartości momentów w poszczególnych narożach rozporu przy pomocy równań (por. równ. 95 ramy o jednokrotnie załamanej rozporze):

$$\left. \begin{aligned} M_3 &= \mathfrak{M}_3 + M_2 \cdot n_3 \\ M_4 &= \mathfrak{M}_4 + M_2 \cdot n_4 \\ M_5 &= \mathfrak{M}_5 + M_2 \cdot n_5 \\ &\vdots \\ M_9 &= \mathfrak{M}_9 + M_2 \cdot n_9 \end{aligned} \right\} \quad (121)$$



Rys. 29.

Równania 121 możemy więc napisać w postaci ogólnej dla naroża i rozporu

$$M_i = \mathfrak{M}_i + M_2 \cdot n_i \quad (122)$$

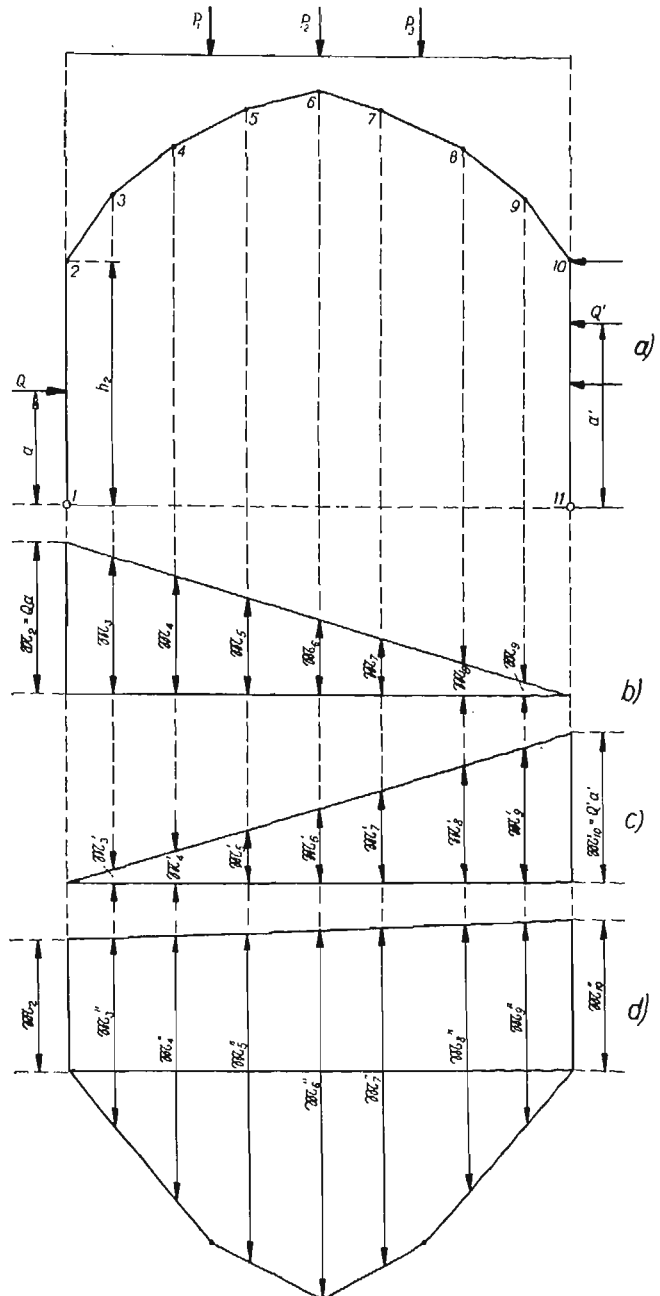
Wartość parcia poziomego mamy

$$H = \frac{M_2}{h_2} \quad (123)$$

Obciążenie słupa lewego (rys. 30)

Pod obciążeniem lewego słupa dowolną siłą skupioną poziomą Q , zaczepioną w odległości a od przegubu, powstaje w narożu 10 słupa drugiego nieobciążonego moment M_{10} , który obliczymy przy pomocy równania ogólnego 117 (por. również równanie 109 ramy o jednokrotnie załamanej rozporze)

$$M_{10} = - \frac{\Sigma n \bar{R} + \Sigma \mathfrak{M} \bar{r}}{\Sigma n \bar{r}} \quad (124)$$



Rys. 30.

jeśli w ostatnim równaniu jako zwykle momenty \mathfrak{M} dla poszczególnych naroży wprowadzimy momenty według rys. 30 b, a więc np. dla p. 2

$$\mathfrak{M}_2 = Q a \quad (125)$$

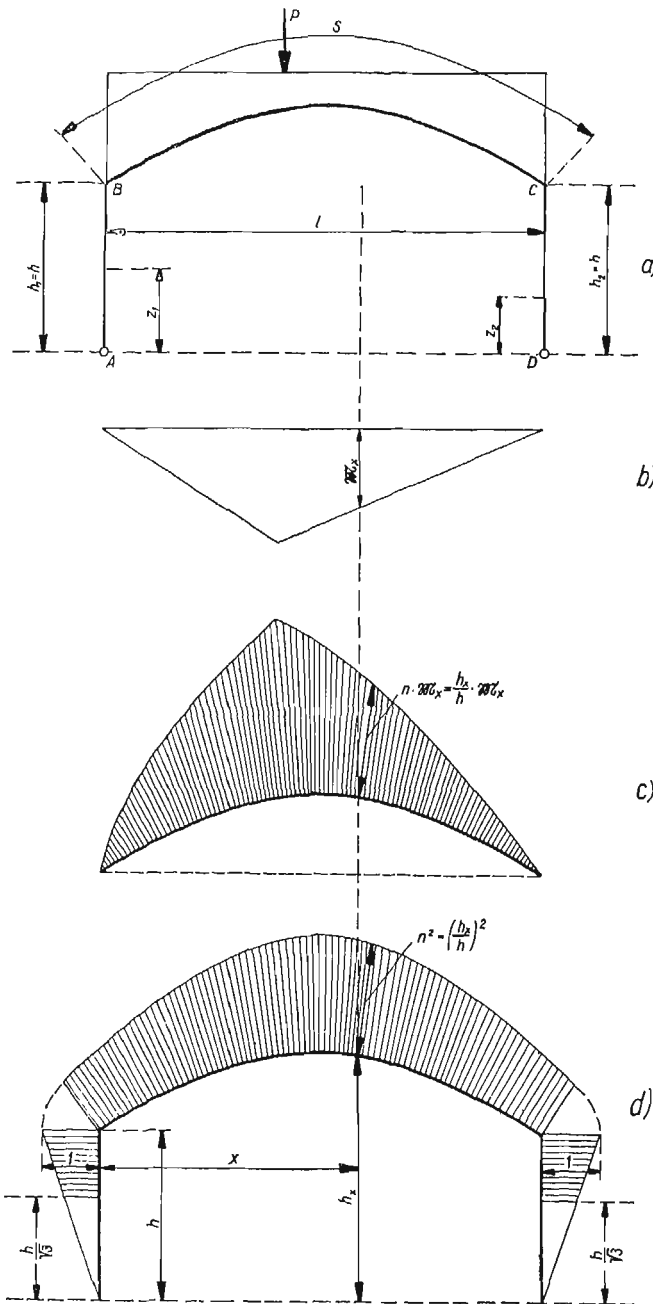
Wartość momentu w narożu 2 wyznaczamy przy pomocy równania (por. równ. 108)

$$M_2 = M_{10} + \mathfrak{M}_2 = -\frac{\sum n\bar{R} + \sum \mathfrak{M}\bar{r}}{\sum n\bar{r}} + \mathfrak{M}_2. \quad (126)$$

Momenty w poszczególnych narożach rozporzy otrzymamy przy pomocy równań 121, a więc równań identycznych, jak w przypadku obciążenia rozporzy siłami pionowymi.

Obciążenie sumaryczne rozporzy i słupów

Opierając się na powyższych równaniach momentów w narożach dla obciążenia pionowego rozporzy i obciążenia poziomego słupa, możemy mo-



Rys. 31.

ment w dowolnym narożu rozporzy i słupów wyrazić przy pomocy jednego równania zupełnie ogólnego dla dowolnej ramy jednoprzęsłowej dwuprzegubowej o słupach równej wysokości i dowolnie załamanej rozporze. Dla dowolnego naroża i otrzymamy

$$M_i = -\frac{\sum n\bar{R} + \sum \mathfrak{M}\bar{r}}{\sum n\bar{r}} \cdot n_i + \mathfrak{M}_i. \quad (127)$$

A więc np. dla dowolnego obciążenia pionowego słupa (rys. 30 a i c) o wypadkowej Q w odległości a' od przegubu mamy dla naroża 2 ($\mathfrak{M}'_2 = 0$, $n = 1$, por. rys. 30 c)

$$M_2 = -\frac{\sum n\bar{R} + \sum \mathfrak{M}\bar{r}}{\sum n\bar{r}}$$

dla naroża 6 ($n_i = n_6$)

$$M_6 = -\frac{\sum n\bar{R} + \sum \mathfrak{M}\bar{r}}{\sum n\bar{r}} \cdot n_6 + \mathfrak{M}'_6$$

itd.

Powyższy wzór ogólny pozwala nam na wyznaczenie momentów sumarycznych w narożach wywołanych równoczesnym obciążeniem rozporzy i słupów. Jeśli bowiem powierzchnię zwykłych momentów \mathfrak{M} , wywołanych obciążeniem rozporzy (rys. 28 b), powierzchnię momentów wywołanych obciążeniem lewego słupa (rys. 30 b) oraz powierzchnię momentów \mathfrak{M}' (rys. 30 c) od obciążenia słupa prawego dodamy do siebie (rys. 30 d), a otrzymane sumy zwykłych momentów $\mathfrak{M}''_2 = \mathfrak{M}_2, \mathfrak{M}''_3, \dots, \mathfrak{M}''_{10} = \mathfrak{M}'$ wstawimy w drugą sumę licznika równania ogólnego 127, otrzymamy od razu sumaryczną wartość momentu w danym narożu pod całkowitym obciążeniem. A więc na momenty pod całkowitym obciążeniem otrzymujemy

$$\left. \begin{aligned} M_2 &= -\frac{\sum n\bar{R} + \sum \mathfrak{M}''\bar{r}}{\sum n\bar{r}} + \mathfrak{M}_2 \\ M_3 &= -\frac{\sum n\bar{R} + \sum \mathfrak{M}''\bar{r}}{\sum n\bar{r}} \cdot n_3 + \mathfrak{M}_3'' \\ &\dots \dots \dots \\ M_{10} &= -\frac{\sum n\bar{R} + \sum \mathfrak{M}''\bar{r}}{\sum n\bar{r}} + \mathfrak{M}_{10}'' \end{aligned} \right\} \quad (128)$$

18. Rama dwuprzegubowa o pionowych słupach równej wysokości i łukowej rozporze.

Ramę dwuprzęsłową o łukowej rozporze otrzymać możemy z poprzedniego ustroju ramowego o dowolnie załamanej rozporze, jeśli ilość naroży rozporzy zwiększymy do liczby nieskończenie wielkiej. Wtedy rozpiętości prostych elementów s rozporzy osiągają wartość zerową, a więc i suma wtórnych reakcyj zwykłych momentów R z rozporzy w ogólnym równaniu 127 staje się równa zero, dla obciążeń pionowych rozporzy odpada więc pierwszy wyraz w liczniku tego równania. Poszczególne wyrazy $\mathfrak{M} \cdot r$ wchodzące w skład sumy drugiego wyrazu licznika równ. 127, osiągają wtedy przy zmniejszeniu się s do wartości zerowej wartość $\mathfrak{M} \cdot n$. Uwzględniając powyższe oraz zastępując w równaniu 127 sumy całkami otrzymamy na moment w narożu słupów ramy o pionowo obciążonej rozporze równanie

$$M_B = M_C = -\frac{\int_0^s \frac{\mathfrak{M} n}{I} ds}{\int_0^{h_1} \frac{1}{I} \cdot \frac{z}{h_1} dz + \int_0^s \frac{n^2}{I} ds + \int_0^{h_2} \frac{1}{I} \cdot \frac{z}{h_2} dz} \quad (129)$$

a przy dowolnym obciążeniu słupów

$$M_{B(C)} = \frac{\int_0^{h_1} \frac{M}{I} \frac{z}{h_1} ds + \int_0^s \frac{M}{I} \frac{n}{I} ds + \int_0^{h_2} \frac{M}{I} \frac{z}{h_2} dz}{\int_0^{h_1} \frac{1}{I} \frac{z}{h_1} dz + \int_0^s \frac{n^2}{I} ds + \int_0^{h_2} \frac{1}{I} \frac{z}{h_2} dz} + M_{B(C)} \quad (130)$$

W równaniu 129 (obciążenie pionowe rozporę) całka licznika przedstawia powierzchnię zwykłych momentów (rys. 31 b) o podstawie s i zredukowanych przez I rzędnych pomnożonych przez $n = \frac{h_x}{h}$ (rys. 31 c), druga całka zaś mianownika powierzchnię jednostkową momentów rozporę o zredukowanych rzędnych pomnożonych przez n lub powierzchnię momentów rozporę o rzędnych $n^2 = \left(\frac{h_x}{h}\right)^2$ podzielonych przez I (por. rys. 31 d), wreszcie pierwszy i trzeci wyraz mianownika wtórne reakcje jednostkowe zredukowane obydwu słupów (por. zakreskowane powierzchnie słupów w rys. 31 d).

W przypadku więc dowolnie zakrzywionej rozporę ramy o stałym przekroju słupów i rozporę, postępowanie dla wyznaczenia momentów w narożach słupów będzie przy użyciu naszej metody następujące:

a) wyznaczamy wykres zwykłych momentów belki podstawowej izostaticznej o rozpiętości l (rys. 31 b),

b) rzędne zwykłych momentów M_x wzięte z rys. 31 b mnożymy przez $n = \frac{h_x}{h}$, iloczyn $n M_x$ odносimy w przyjętej w rys. 31 b skali na osi rozporę (rys. 31 c), a otrzymaną w ten sposób powierzchnię (zakreskowaną w rys. c) obliczamy wykreślnie (np. przez podział na paski),

c) wyznaczamy wykres wtórnych momentów jednostkowych o rzędnych rozporę, pomnożonych przez n , czyli od osi rozporę nanosimy rzędne $n^2 = \left(\frac{h_x}{h}\right)^2$, a na osi słupów kreślimy powierzchnie trójkątne o wysokości równej jednostce (rys. 31 d) i obliczamy powierzchnię sumaryczną zawartą między maksimumami ugięć obydwu słupów (czyli powierzchnię zakreskowaną w rys d),

d) iloraz powierzchni rys. 31 c i rys. 31 d, daje nam szukaną wartość momentu w narożach słupów.

W przypadku zmiennego przekroju należy rzędne $n \cdot M_x$ w rys 31 c oraz rzędne n^2 rozporę i rzędne jednostkowe w rys. 31 d podzielić każdorazowo przez moment bezwładności I_x w danym przekroju, a w równaniu 129 wprowadzić powierzchnie w ten sposób zredukowane.

Dla obciążenia słupów siłami poziomymi stosować należy do obliczenia momentów w narożach słupów równanie 130.

19. Rama dwuprzegubowa o pionowych równej wysokości słupach i parabolicznej rozporę.

Obciążenie pionowe rozporę

Równanie 129 na moment w narożach słupów uprości się przy stałym momencie bezwładności I_1 słupa lewego i stałym momencie bezwładności I_2 słupa prawego. W tym przypadku równanie 129 przybierze postać

$$M_B = M_C = \frac{\int_0^s M n \cdot \frac{ds}{I}}{\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + \int_0^s \frac{n^2}{I} ds + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_2}} \quad (131)$$

Załóżmy w dalszym ciągu, że moment bezwładności parabolicznej rozporę zmienia się w ten sposób, że w przekrojach pionowych wykazuje stałą wartość na całkowitej długości rozporę s , a więc, że

$$I \cdot \cos \varphi = I_0 \quad (132)$$

jeśli przez I_0 oznaczymy moment bezwładności w kluczu łukowej rozporę a przez φ kąt zawarty między styczną do osi łuku a prostą poziomą.

Wtedy możemy wstawić zamiast $\frac{ds}{I}$ w równ. 131 wartość

$$\frac{ds}{I} = \frac{dx}{I \cdot \cos \varphi} = \frac{dx}{I_0} \quad (133)$$

Oznaczmy przez f strzałkę łuku. Rzędną y dla dowolnego punktu osi łuku (parabolicznego), odległego o x od naroża możemy wyrazić przy pomocy równania (paraboli)

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x(l-x) \quad (134)$$

Wprowadzając ostatnią wartość w równanie na n

$$n = \frac{y+h}{h} = \frac{y}{h} + 1 \quad (135)$$

otrzymamy na drugi wyraz mianownika równ. 131 równanie

$$\begin{aligned} \int_0^s n^2 \frac{ds}{I} &= \int_0^l n^2 \frac{dx}{I_0} = \frac{1}{I_0} \int_0^l \left(\frac{y}{h} + 1\right)^2 \cdot ds = \\ &= \frac{1}{I_0} \int_0^l \left[\frac{16f^2}{l^4} \cdot \frac{x^2(l-x)^2}{h^2} + \frac{8f}{l^2} \cdot x \cdot \frac{(l-x) \cdot h}{h^2} + 1 \right] dx = \\ &= \frac{1}{I_0} \left[\frac{8}{15} \frac{f^2}{h^2} \cdot l + \frac{4}{3} \frac{f}{h} \cdot l + l \right] \quad (136) \end{aligned}$$

Wprowadzając dla n w kluczu oznaczenie n_0 , czyli

$$\frac{f}{h} = n_0 - 1 \quad (137)$$

otrzymamy

$$\begin{aligned} \frac{1}{I_0} \left[\frac{8}{15} (n_0 - 1)^2 \cdot l + \frac{4}{3} (n_0 - 1) l + l \right] &= \\ = \frac{1}{I_0} \cdot l \left[\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} n_0 \right) \right] \quad (138) \end{aligned}$$

Po wprowadzeniu ostatniej wartości w równ. 131 mamy uproszczoną postać równania momentów w narożach ramy parabolicznej

$$M_B = M_C = - \frac{\int_0^l \mathfrak{M} n \cdot \frac{dx}{I_0}}{\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + l \left[\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} n_0 \right) \right] + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_2}} \quad (138)$$

Całkę licznika należy obliczać każdorazowo dla danego obciążenia rozporzy.

Obciążenie jednostajne zupełne na całkowitej rozpiętości rozporzy

Przy obciążeniu jednostajnym zupełnym q moment zwykły ma znaną wartość

$$\mathfrak{M} = \frac{1}{2} q x (l - x)$$

Jako wartość licznika równ. 138 otrzymujemy

$$\int_0^l \mathfrak{M} n dx = \int_0^l \frac{1}{2} q x (l - x) \cdot \left[\frac{4f}{h l^2} \cdot x (l - x) + 1 \right] dx = \frac{q f l^3}{15 h} + \frac{q l^3}{12} \quad (139)$$

a po wprowadzeniu n_0 mamy po scałkowaniu

$$\int_0^l \mathfrak{M} \cdot n dx = q l^3 \left(\frac{1}{15} \frac{f}{h} + \frac{1}{12} \right) = \frac{q l^3}{12} \left(\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \right)$$

Równanie ostatnie możemy też przedstawić w postaci

$$\int_0^l \mathfrak{M} n dx = (R_B + R_C) \left(\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \right)$$

gdzież $\frac{q l^3}{12}$ jest sumą wtórnych reakcyj zwykłej

powierzchni momentów przy obciążeniu jednostajnym zupełnym.

Moment w narożach obydwu słupów dla jednostajnego obciążenia zupełnego q (pionowego) rozporzy s obliczać więc możemy z równania

$$M_B = M_C = - \frac{\frac{q l^3}{12} \left(\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \right) \cdot \frac{1}{I_0}}{\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + l \cdot \frac{1}{I_0} \left[\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} n_0 \right) \right] + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_2}} \quad (140)$$

W dowolnym punkcie rozporzy odległym o x od naroża słupa możemy obliczyć moment zginający z równania

$$M_x = \mathfrak{M}_x + M_B \cdot n. \quad (141)$$

Po przemnożeniu licznika i mianownika równania 140 przez $\frac{I_0}{l}$ i oznaczeniu

$$k_1 = \frac{h \cdot I_0}{l \cdot I_1}; \quad k_2 = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_0}{I_2} \quad (142)$$

otrzymamy praktyczną postać równania na moment w narożach słupów o różnych przekrojach I_1 i I_2 oraz dla rozporzy parabolicznej o zmienności momentu bezwładności wyrażonej równ. 133

$$M_B = M_C = - \frac{\frac{1}{12} q l^2 \left(\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \right)}{\frac{1}{3} k_1 + \left[\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} n_0 \right) \right] + \frac{1}{3} k_2} = - \frac{1}{4} q l^2 \frac{\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0}{k_1 + \frac{3}{5} + \frac{4}{5} n_0 (1 + 2 n_0) + k_2} \quad (143)$$

W granicznym przypadku, gdy $n_0 = \frac{l+h}{h} = 1$

czyli dla $f = 0$, nasza rama o parabolicznej rozporze przechodzi w ramę o rozporze poziomej, a na momenty w narożach otrzymujemy z równ. ostatniego

$$M_B = M_C = - \frac{1}{4} q l^2 \frac{\frac{1}{5} + \frac{4}{5}}{k_1 + \frac{3}{5} + \frac{12}{5} + k_2} = - \frac{1}{4} q l^2 \frac{1}{k_1 + 3 + k_2} \quad (144)$$

a więc wartość identyczną, jak w ramie prostokątnej (równ. 55 b).

Jak to wynika z porównania dwu ostatnich równań momenty w narożach słupów ramy o parabolicznej rozporze są zawsze mniejsze, niż momenty narożne ramy prostokątnej o prostej, poziomej rozporze. Wynika to stąd, że n_0 jest zawsze większe od jedności, a wyraz w nawiasie mianownika $(1 + 2 n_0)$ jest zawsze większy, niż n_0 .

Po wstawieniu w równ. 143 wartości za $n_0 = \frac{f}{h} + 1$ możemy to równanie sprowadzić łatwo do postaci

$$M_B = - \frac{q l^2}{4} \frac{(5 h + 4 f) h}{5 h^2 (2 k + 3) + 4 f (5 h + 2 f)}$$

identycznej z równaniem na M_B ramy parabolicznej o stałym przekroju słupów ($I_2 = I_1$) podanym w „Rahmenformeln“ Kleinlogla (str. 235, wyd. 4.).

Obciążenie jednostajne p na połowie rozporzy

Jeśli przez \mathfrak{M} nazwiemy zwykłe momenty zginające w części obciążonej, a przez \mathfrak{M}' momenty w części nieobciążonej, to mamy dla danego obciążenia

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M} &= \frac{3}{8} p l x - \frac{1}{2} p x^2 \\ \mathfrak{M}' &= \frac{1}{8} p l x' \end{aligned} \right\} \quad (145)$$

Przez x oznaczyliśmy odległość danego przekroju od naroża części obciążonej rozporzy, przez x' odległość od naroża w części nieobciążonej.

Na licznik równania 138 mamy dla rozpatrywanego obciążenia następującą wartość

$$\int_0^l \mathfrak{M} \cdot n dx = \int_0^{x=\frac{1}{2}l} \frac{p}{8} (3 l x - 4 x^2) \left(\frac{y}{h} + 1 \right) dx + \int_{x'=0}^{x'=\frac{1}{2}l} \frac{p l x'}{8} \left(\frac{y}{h} + 1 \right) dx = \frac{p l^3}{24} \left(\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \right).$$

Równanie 138 dla obciążenia p na połowie rozpory przyjmując więc postać

$$M_B = M_C = \frac{p l^3 \left(\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \right) \cdot \frac{1}{I_0}}{\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + l \left[\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0 \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} n_0 \right) \right] + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_2}} \quad (146)$$

a po wprowadzeniu k_1 i k_2

$$M_B = M_C = -\frac{1}{8} q l^2 \frac{\frac{1}{5} + \frac{4}{5} n_0}{k_1 + \frac{3}{5} + \frac{4}{5} n_0 (1 + n_0) + k_2} \quad (147)$$

Porównując ze sobą równanie 147 z równaniem 143 widzimy, że moment w narożach słupów ramy o rozporze parabolicznej, obciążonej ciężarem p na połowie rozpory jest o połowę mniejszy, niż analogiczny moment rozpory obciążonej ciężarem p na całej długości rozpory. Mamy tu więc zupełnie identyczny stosunek momentów w narożach, jak w ramie o poziomej rozporze.

20. Rama prostokątna dwuprzegubowa ze wspornikiem

Jako zastosowanie obliczymy przy pomocy wyprowadzonych uprzednio — z warunków wtórnych sił i momentów — wzorów ogólnych momenty w narożach ramy prostokątnej dwuprzegubowej z jednostronnym wspornikiem słupowym (rys. 32), dowolnie obciążonym. Tego rodzaju prosty ustrój ramowy wybrano dlatego, że prawdziwość większości wzorów tego rodzaju ustroju, podanych w książce *Kleinogła*, zwłaszcza w odniesieniu do ramy ze wspornikiem słupowym, została ostatnio zakwestionowana²⁾.

Rama ze wspornikiem słupowym (rys. 32 a)

Przyjmijmy dowolne obciążenie poziome o wypadkowej Q , działające na wsporniku słupowym według rysunku 32 a i oznaczmy przez M moment wspornika w punkcie B , wywołany tym obciążeniem. Tego rodzaju obciążenie wspornika zastąpić możemy przez moment M działający na rozporze w narożu B (rys. 32 b) oraz przez poziomą siłę skupioną Q zaczepioną również w narożu B (rys. 32 c).

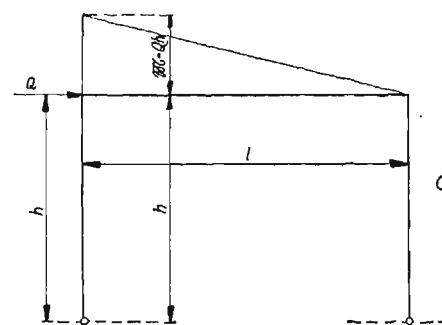
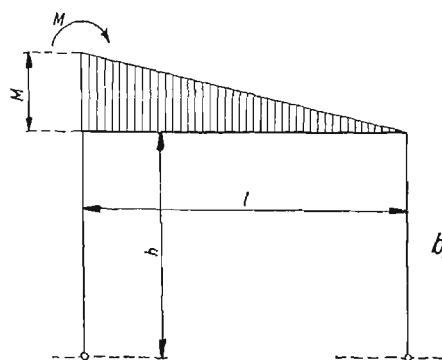
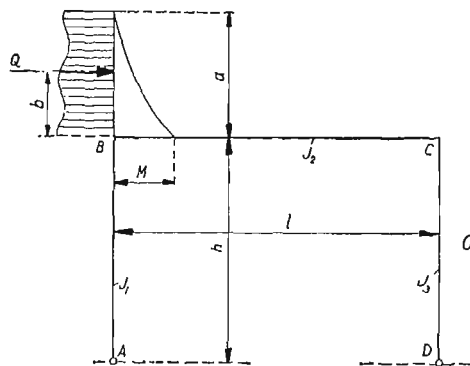
Stosując wzór ogólny 126 ($M_2 = M_B$) otrzymamy na moment w narożu B rozpory wartość sumaryczną ($n = 1$)

$$M_B = -\frac{\sum \bar{R} + \sum \mathfrak{M} \bar{r}}{\sum \bar{r}} + \mathfrak{M} = -\frac{\frac{1}{2} M l \cdot \frac{1}{I_2} + Q h \left(\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + \frac{1}{2} l \cdot \frac{1}{I_2} \right)}{\frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_1} + l \cdot \frac{1}{I_2} + \frac{1}{3} h \cdot \frac{1}{I_3}} + Q h \quad (148)$$

²⁾ Por. Inż. A. Hauke-Bosak, *W sprawie błędów we wzorach Kleinogła*, Inż. i Bud. 1938, nr 1 i 2.

Mnożąc pierwszy wyraz ostatniego równania w liczniku i mianowniku przez $\frac{I_2}{l}$ oraz oznaczając

$$k = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_1} \quad \text{oraz} \quad k_1 = \frac{h}{l} \cdot \frac{I_2}{I_3} \quad (149)$$



Rys. 32.

mamy

$$M_B = -\frac{\frac{1}{2} M + Q h \left(\frac{1}{3} k + \frac{1}{2} \right)}{\frac{1}{3} k + 1 + \frac{1}{3} k_1} + Q h \quad (150)$$

a na moment w narożu C (por. równanie 124 — $\mathfrak{M} = 0$)

$$M_C = -\frac{\frac{1}{3} M + Q h \left(\frac{1}{3} k + \frac{1}{2} \right)}{\frac{1}{3} k + 1 + \frac{1}{3} k_1} \quad (151)$$

Dla dowolnego obciążenia poziomego Q wspornika słupowego, ale o kierunku przeciwnym niż

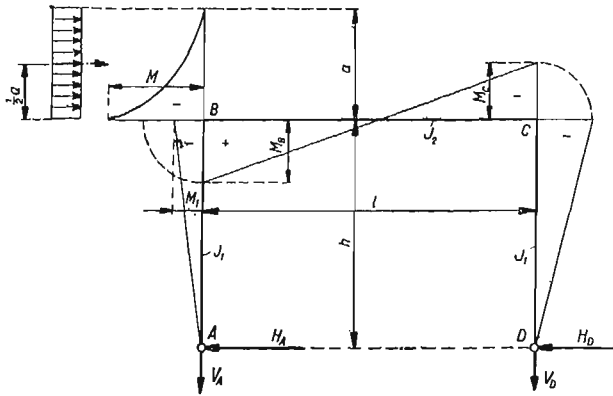
w rys. 32 a, należy w równaniach 150 i 151 zmienić znaki.

Otrzymamy

$$M_B = + \frac{\frac{1}{2} M + Q h \left(\frac{1}{3} k + \frac{1}{2} \right)}{\frac{1}{3} k + 1 + \frac{1}{3} k_1} - Q h \quad (150a)$$

$$M_C = + \frac{\frac{1}{2} M + Q h \left(\frac{1}{3} k + \frac{1}{2} \right)}{\frac{1}{2} k + 1 + \frac{1}{3} k_1} \quad (151a)$$

Powyższe równania ramy o różnych momentach bezwładności I_1 i I_3 słupów upraszczają się



Rys. 33.

nieważnie, gdy $I_3 = I_1$, wtedy $k_1 = k$, a mianownik równań 150 i 151 przyjmuje postać

$$\Sigma r = \frac{2}{3} k + 1 \quad (152)$$

Moment w narożu B słupa M_1 (por. rys. 33) daje nam różnica momentu wspornika i momentu M_B w narożu B rozporu, a więc dla obciążenia od strony lewej ku prawej

$$M_1 = -M + M_B \quad (153)$$

a dla obciążenia od strony prawej ku lewej

$$M_1 = +M + M_B \quad (153a)$$

A więc na przykład dla obciążenia jednostajnie rozłożonego q na całej wysokości wspornika, jak w rys. 33 otrzymamy

$$M = -\frac{1}{2} q a^2, \quad Q = q a$$

$$M_B = -\frac{\frac{1}{4} q a^2 + q a h \left(\frac{1}{3} k + \frac{1}{2} \right)}{\frac{2}{3} k + 1} + q a h = + \frac{1}{4} q a \frac{2 h (2 k + 3) - 3 a}{2 k + 3} \quad (154)$$

$$M_C = -\frac{\frac{1}{4} q a^2 + q a h \left(\frac{1}{3} k + \frac{1}{2} \right)}{\frac{2}{3} k + 1} = -\frac{1}{4} q a \frac{2 h (2 k + 3) + 3 a}{2 k + 3} \quad (155)$$

$$M_1 = -\frac{1}{2} q a^2 + M_B \quad (156)$$

$$H_A = \frac{M_1}{h}; \quad H_D = \frac{M_C}{h} \quad (157)$$

$$V_A = -\frac{q a \left(h + \frac{1}{2} a \right)}{l}; \quad V_D = +\frac{q a \left(h + \frac{1}{2} a \right)}{l} \quad (158)$$

TOMASZ KONIC (Warszawa)

ANGIELSKIE BADANIA FARB BUDOWLANYCH

W Angielskiej Stacji Badań Budowlanych w Garston istnieje specjalny Dział, poświęcony badaniom farb. Dział ten ogranicza się tylko do pracy nad stosowaniem farb olejnych w budownictwie, gdyż samym materiałem zajmuje się Stowarzyszenie Badawcze Fabrykantów Farb, Barwników i Lakierów oraz Stacja Badań Farb w Teddington, zaś farby wapienne należą do Działu Wapna, a betony barwione do Działu Wyróbów Betonowych.

Dział Farb Stacji Badań Budowlanych obecnie opracowuje zagadnienie przyczepności powłoki farby, umieszczonej na różnych materiałach. Przyczepność mierzą siłą, potrzebną do odierwania małego ostrosłupa ściętego z twardego drzewa, przyklepionego klejem do powierzchni pomalowanej. Jako drzewo używano dawniej dębu, ponieważ jednak przy zmywaniu kleju i farby pęka i nie może być powtórnie użyty, więc obecnie stosuje się klon kanadyjski.

Głębokość przenikania farby do podłoża obserwuje się przy pomocy promieni ultrafioletowych lub przez zabarwienie przekroju barwnikiem (Eosin lub Rhodamine G). Twardość powłoki oznaczona za pomocą kulki stalowej o \varnothing 12,7 mm, spuszczonej z wysokości 1,82 m. Najwięcej pracy jednak poświęcono kwestii wpływu niszczącego niektórych podłoży na farbę olejną.

Kiedy zaczęto w 1928 roku *) zajmować się tą sprawą, nasunęły się dwa pytania: 1) Jaka jest dokładnie przyczyna uszkodzeń farby olejnej, zastosowanej na wyprawie wapiennej, cementowej i gipsowej; 2) Jak się uchronić od tych uszkodzeń.

Do badań używano krążków różnych materiałów, powleczonych farbą olejną: biel ołowiana na pokoście a jako barwidło: błękit pruski, jako najbardziej wrażliwy. Krążki te umieszczano na mokrej wacie w szczelnie zamkniętym pudełku i obserwowano zachowanie się powłoki.

Początkowo przypuszczano, że zniszczenie farby wywołane jest przez obecność zasady w podłożu, np. wolne wapno w cementzie. Przeczy temu jednak obserwacja zachowania się farby namalowanej na wyprawie wapiennej, i ostatecznie po licznych próbach otrzymano jako wynik, że zniszczenie zależy od jednoczesnej obecności trzech ciał: wapna, metali alkalicznych (przede wszystkim sodu i potasu) oraz wody, gdyż w tych warunkach tworzy się przypuszczalnie ług potasowy wzgl. sodowy, zmydlający olej lniany farby. O ile któregośkolwiek z tych czynników nie ma, reakcja nie zachodzi. Nasuwa się tu pytanie dlaczego wodorotlenek

*) (Journal of the Oil and Colour Chemist's Association № 151, tom. XVI, str. 3).

wapnia nie zmydla oleju w przeciwieństwie do sodowego czy potasowego. Otóż zmydlenie zachodzi i w tym przypadku, lecz mydło, otrzymane w tej reakcji, jest nierozpuszczalne w wodzie, przypuszczalnie też tworzy się warstewka mydła wapniowego, która stanowi ochronę dla pozostałego oleju, który nie ulega zniszczeniu. Tworzenie się ługu potasowego wzgl. sodowego przez reakcję wapna ze związkami metali alkalicznych jest możliwe, o ile te ostatnie występują w postaci siarczanów lub węglanów, nie da się jednak wytlumaczyć w wypadku obecności tylko chlorków, które jak wiadomo nie wstępują w reakcję z wodorotlenkiem wapniowym. Niemniej jednak obserwacje udowodniły obecność zmydlenia na podłożu zawierającym wapno i chlorek sodowy czy potasowy przy obecności wilgoci. Co się tyczy niebezpiecznych ilości związków sodowych czy potasowych, to okazało się, że górna granica zawartości wynosi 0,2% $K_2O + Na_2O$.

W świetle powyższych rozważań można obecnie z góry określić, czy dane podłoże nie jest szkodliwe dla farby.

1) Wapno może być niehydrauliczne, średnio i wybitnie hydrauliczne. Pierwsze i drugie są nieszkodliwe; ostatnie jako zawierające (w Anglii) do 1% związków metali alkalicznych zmydla farbę. Poza tym może zająć wypadek zniszczenia powłoki farby nawet na wapnie czystym, o ile dojdą do farby sole metali alkalicznych, pochodzące z muru, wody i kruszywa, użytego do zaprawy tynkarskiej.

2) Gips. — Stosowane są dwa rodzaje gipsu: półwodny i bezwodny. Do pierwszego szybko wiążącego dodaje się środki opóźniające reakcję, zwykle substancje klejowe niezawierające soli szkodliwych, toteż farba nie ulega uszkodzeniom na gipsie półwodnym. Inaczej przedstawia się sprawa z gipsem bezwodnym, wolnowiążącym, do którego się dodaje środki przyspieszające wiązanie, przeważnie alun glinowo - potasowy lub siarczan potasowy w ilości 1%. Jeżeli więc mamy zaprawę czysto gipsową bez wapna, sole te nie będą zmydlały farby. Dlatego też należy uprzednio zbadać, czy daną markę gipsu można użyć do wyprawy gipsowo-wapiennej w następstwie malowanej.

3) Cement. — Wyprawy cementowe i beton zmydlają farbę, gdyż cement zawiera wolne wapno i związki sodowe potasowe (w Anglii 0,3 — 1,3%). W praktyce uważa się, że można malować w tych przypadkach po roku od wykonania podłoża. Rzeczywiście, przy zachowaniu tych ostrożności na ogół otrzymywano dobre wyniki. Nie można ich przypisać karbonizacji wapna i zw. sodowych i potasowych, gdyż i w tych warunkach powstaje ług sodowy i potasowy atakujący olej lniany. Przypuszczalnie unieszkodliwienie podłoża zachodzi tu wskutek zapelnienia porów powierzchni przez powstające węglany. W podobny sposób działa stosowany do tego celu siarczan cynku lub krzemofluorek magnezjowy. Najwięcej jednak prawdopodobieństwa posiada hipoteza, że brak zmydlenia wywołany został całkowitym wyschnięciem podłoża, czyli usunięciem czwartego z niezbędnych czynników reakcji zmydlenia oleju tzn. wody. Jak dotąd nie ma pewnej metody na oznaczenie, że dana zaprawa czy beton są absolutnie suche. Ciekawe doświadczenie w tym względzie przeprowadziła Stacja w latach 1931—1933. Pokryto mianowicie jednakową zaprawą cementową: 1) ramę drewnianą, ustawioną w miejscu przewiewnym, 2) mur $\frac{1}{2}$ cegły oraz 3) mur drażony — utrzymywany stale w stanie mokrym przez stałe zwilżanie piasku, wypełniającego pustą przestrzeń. Wyprawy te malowano pasami po 1, 2, 4, 8, 12, 16, 20 i 24 miesiącach. Na 1. — farba uległa zniszczeniu tylko na pasie 1-miesięcznym, na 2. tylko na pasach 1 — 16-miesięcznych, przy czym coraz mniej w miarę wzrostu wieku pasów, wreszcie na 3, wszystkie pasy dały złe wyniki. Widzimy z tego jak duże ma znaczenie wyschnięcie podłoża, które było pod tym względem w najkorzystniejszych warunkach w wypadku 1. W Anglii istnieje dużo farb gruntujących, umożliwiających malowanie cementu, najlepsze są materiały zawierające olej tungowy.

Na zakończenie należy dodać, że cement glinowy, jako nie zawierający prawie wcale związków sodowych czy potasowych, może być malowany farbą olejną bez obawy.

Inż. KAZIMIERZ KAMOCKI (Warszawa)

NOWA METODA OBLICZANIA PRZEKROJÓW ŻELAZOBETONOWYCH

Dla ułatwienia rozwiązania kwestii dotyczących projektowania belek i płyt podwójnie zbrojonych, belek teowych oraz słupów, rozpatrzmy najpierw podstawowe zjawiska i zasady na których oparta jest niniejsza metoda ¹⁾.

Na pierwszy plan wysuwa się zasada, że *praca elementu żelazobetonowego jest sumą prac betonu i stali*. Nie mamy żadnych obiektywnych danych sądzić, jakoby rzecz miała się inaczej. Stara metoda usiłuje powiązać pracę żelaza i betonu za pomocą liczby *n*. Wiadomo jednak wszystkim, że *n* musiałyby zmieniać się w granicach od 1,67

do 120 (*Beton und Eisen* N. 2 rok 1932), gdybyśmy chcieli uzasadnić wyniki uzyskane w sposób doświadczalny. Otrzymywane zaś drogą praktyczną wartości *n*, tak samo w szerokich granicach różnią się między sobą. Powyższe fakty stwierdzają tylko poważną rozbieżność założeń z rzeczywistym stanem rzeczy.

Następnymi z kolei podstawowymi czynnikami są zjawiska, zachodzące w przekroju elementu żelazobetonowego. Normalnie zaprojektowana belka posiada 0,5—1% uzbrojenia. Poddając taką belkę wciąż wzrastającemu obciążeniu, dochodzimy do momentu, w którym ona załamuje się. Badania stwierdzają, że załamanie się belki powoduje stal, która w tym momencie dochodzi do stanu płynności. W tym samym czasie naprężenie betonu w strefie ściskanej jest jeszcze dalekie do jego wytrzymałości walcowej. Wskutek tego jednak, że stal płynie, już bez zwiększenia obciążenia, belka

¹⁾ Metoda ogłoszona przez prof. M. J. Stajermana: „Nowy metod rasczoła żelazobetonnych konstrukcyi”, 1935, III. wyd. i stosowana od 1932 r. w Rosji (specjalnie w truscie chłodniczym). Por. również autora: „O racjonalnym projektowaniu przekrojów żelbetowych”, Prz. Bud. 1938. Nr. 10.

ka deformuje się w dalszym ciągu, naprężenie w betonie wzrasta, osiąga R_{28} i wówczas dopiero następuje całkowite zniszczenie belki. Obydwa te zjawiska zachodzą we wspomnianej kolejności i w czasie bardzo krótkim, sprawiając wrażenie ich jednoczesności.

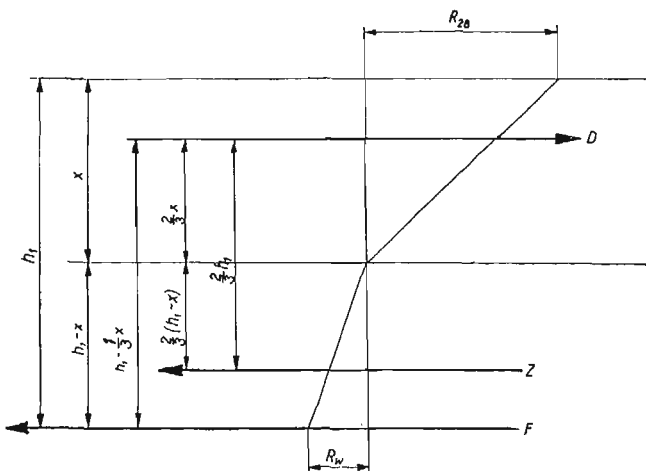
Należy przypuścić, że istnieje możliwość zaprojektowania belki o takim przekroju, że w obu strefach każdy materiał osiąga krańcową granicę swej wytrzymałości w jednym i tym samym czasie. O takim przekroju będziemy mówić, że jest on nasycony, a charakteryzować go będzie ta właściwość, że każda strefa posiada jednakowe potencjalne możliwości, znajdujące się w równowadze. Biorąc pod uwagę opisane zjawiska, oraz brak dokładnie sprecyzowanych praw, którym one ulegają musimy zatrzymać się na tym, że najbardziej charakterystyczną dla pracującego elementu żelazobetonowego jest chwila załamania się i okoliczności, przy których to zachodzi. Wszelkie fazy pracy, poprzedzające jego zniszczenie są i mogą być rozmaicie oceniane, bezspornym jednak pozostaje fakt załamania się oraz wielkości tych sił, które to spowodowały.

Dlatego też opiera się niniejszy sposób na tym fakcie, badając zjawiska zachodzące w chwili załamania się i siły które je powodują.

Stawiając kwestje w ten sposób, osiągamy następujące udogodnienia:

nie operując dopuszczalnymi naprężeniami, jesteśmy zmuszeni wprowadzać do swych obliczeń współczynnik pewności. To z kolei umożliwia właściwy jego wybór w zależności od różnych okoliczności. Jako okoliczności wpływające na jego wielkość można wymienić — konieczność ograniczenia strzałki ugięcia, niedopuszczenie deformacji do drugiej fazy, monumentalność budowy, rola elementu w zespole konstrukcyjnym itp.

Następnym udogodnieniem jest to, że nie potrzebujemy stosować liczby n , ponieważ w momencie łamania elementu żelazobetonowego sprężystych odkształceń nie ma.



Rys. 1.

Wreszcie mając do czynienia w praktyce z materiałami o różnej jakości, możemy z wielką łatwością uwzględnić ich właściwości, ponieważ praca elementu betonowego w tej fazie uzależnia się od R_{28} i Q_r . Wprowadzenie tych ostatnich wiel-

kości do równań i wzorów nadaje im przejrzystość i bezpośredniość.

Ostatnim kompleksem zasad, które służyć będą w dalszym ciągu, są to elementarne zasady statyki. Aby uczynić im zadość, uwzględniamy siły w strefie rozciąganej samego betonu, dotąd zwykle pomijane. W zależności od potrzeb, ich wpływ może być potem utrzymany lub pominięty.

Jako wykres zmian naprężeń — przyjmuje się prawo trójkąta.

Korzystając zatem z rysunku 1 piszemy

$$D = F + Z \quad (1)$$

gdzie

$$D = \frac{x}{2} R_{28} b \quad (2)$$

$$F = \mu Q_r h_1 b \quad (3)$$

$$Z = \frac{h_1 - x}{2} R_w b \quad (4)$$

i

D — siła ściskania w betonie,

F — siła rozciągania w żelazie,

Z — suma sił rozciągania w betonie i innych,

R_w — naprężenie w betonie od siły Z , działającej w strefie rozciąganej.

Wstawiając znaczenie D , F i Z do równania 1 otrzymamy

$$x = \frac{h_1 (R_w + 2 \mu Q_r)}{R_{28} + R_w} \quad (5)$$

Równanie 5, poza obliczaniem x w różnych przypadkach, umożliwia nam określenie max. μ przy którym zachodzi zjawisko nasycenia przekroju. Przy wciąż wzrastającej ilości stali w przekroju jednocześnie zwiększa się i x , które teoretycznie dojść może do wielkości h_1 . Zakładając w równaniu 5, że $h_1 = x$ i rozwiązując je w stosunku do μ otrzymujemy

$$\max \mu = \frac{R_{28}}{2 Q_r} \quad (6)$$

Niedokładność tego wzoru polega na tym, że x nigdy nie staje się równym h_1 , a μ nie dochodzi do podanej we wzorze 6 wielkości, co jednak nie pomniejsza znaczenia tego równania.

Następnie piszemy równanie momentów, przy czym dla sił wewnętrznych bierzemy moment w odniesieniu do osi obojętnej

$$M_n = \frac{R_{28} x^2 b}{3} + \frac{R_w (h_1 - x)^2 b}{3} + \mu Q_r h_1 b (h_1 - x) \quad (7)$$

Równania 5, 6 i 7 są podstawowe dla niniejszego sposobu liczenia przekrojów żelazobetonowych. Zawierają one w sobie wszystkie niezbędne czynniki, o których była mowa i jednocześnie charakteryzują pracę belki w tej fazie.

Na początku opisywaliśmy pracę belki z obserwacji praktycznych. Na ich podstawie ustaliliśmy jedynie, że istnieje pewna kolejność i przyczynowość zjawisk, nie mieliśmy możliwości dokładnie ustalić tych praw, które nimi rządzą i zależności, jaka między nimi istnieje.

Obecnie mając powyższe równania, możemy te prawa zbadać i swe obserwacje sprawdzić, za pomocą zwykłej dyskusji matematycznej. W tym celu bierzemy przekrój o rozmiarach $h_1 = 1,0$; $b = 1,0$

TABLICA 1

	1	2	3	4	5	6
R_{28}	100 kg/cm ²	200 kg/cm ²	300 kg/cm ²	200 kg/cm ²	200 kg/cm ²	200 kg/cm ²
R_w	10 „	14 „	17.3 „	14 „	14 „	14 „
Q_r	2400 „	2400 „	2400 „	4800 „	4800 „	4800 „
M	0.005	0.005	0.005	0.005	0.01	0,0175
x	0.309	0.177	0.130	0.290	0.514	0.850
$M_{R_{28}}$	3.18	2.07	1.69	5.61	17.61	48.17
M_{Q_r}	8.29	9.88	10.45	17.05	23.33	12.60
M_{R_w}	1.59	3.15	4.34	2.35	1.10	0.11
Σ	13.06	15.10	16.48	25.01	42.04	60.88
Wzrost w %	100	115.5	126	—	—	—
	—	100	—	165.5	278	403

i rozpatrujemy kilka przypadków. W pierwszych trzech wypadkach zmieniamy R_{28} od 100 do 300 kg/cm², reszta wielkości pozostaje bez zmiany, za wyjątkiem R_w które automatycznie zwiększa się z R_{28} . Wypadki 2, 4, 5, 6, służą dla ilustracji zmian składowych momentu przy zwiększaniu iloczynu μQ_r . Zestawienia otrzymanych rezultatów podane są w tabelicy 1.

Rozpatrzenie tej tablicy wyjaśnia wiele rzeczy. Przede wszystkim zwracamy uwagę na bardzo charakterystyczne zjawisko, że niezależnie od wzrostu wytrzymałości betonu, udział w pracy strefy ściskanej spada ilościowo i procentowo. Stwierdzamy potem, że zwiększając R_{28} bez zmiany innych czynników, nośność wzrasta szybciej na odcinku od 100 do 200 kg/cm² i wolniej od 200 do 300 kg/cm², sama zaś zwiększa się tylko o 26%.

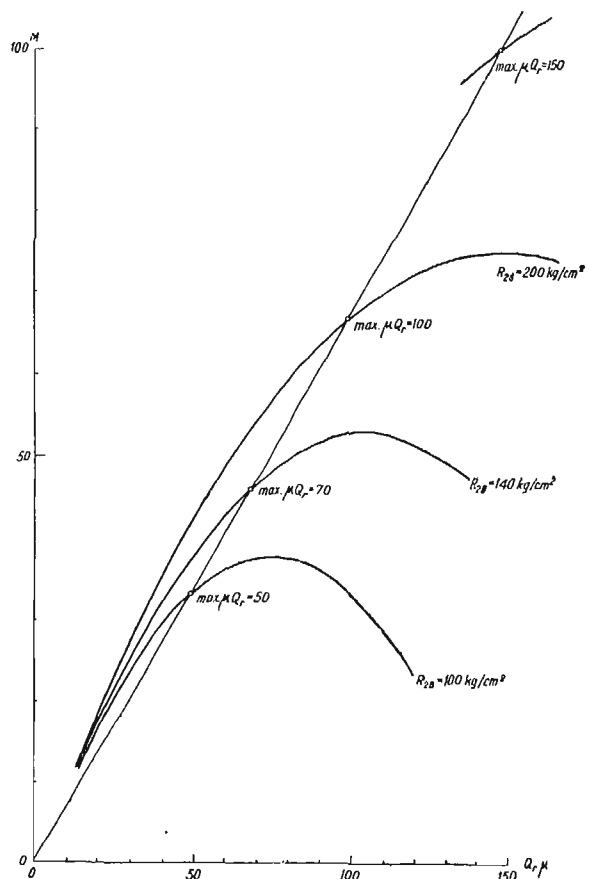
W tym samym czasie udział rozciąganej strefy betonu w ogólnej pracy wzrasta w miarę zwiększenia się R_{28} , kosztem strefy ściskanej.

Teraz możemy najzupełniej ściśle określić jakie będą skutki jeśli zechcemy nie brać pod uwagę wpływu rozciąganej strefy betonu. Odrzucenie R_w powoduje zmniejszenie M_n — dokładnie: od 12,2% do 26,4%, na dystansie od $R_{28} = 100$ kg/cm² do $R_{28} = 300$ kg/cm². Nośność zwiększa się tylko o 6%, zamiast dawnych 26%. Poza tym stwarza to pozór, jakoby w tych warunkach wahania M_n przy różnych R_{28} były mniejsze i możliwsze do tolerowania.

W tym samym czasie stal jakby zachowuje rezerwę, biorąc udział w ogólnej pracy przeciętnie w wysokości około 64%, we wszystkich pierwszych trzech przypadkach.

Z chwilą gdy zaczynamy zwiększać iloczyn μQ_r , następuje szybki wzrost M_n , przy czym należy tu zwrócić szczególną uwagę, że powoduje to nie zbrojenie, a beton. Wzrost μQ_r prowadzi tylko do zwiększenia składowej M_n zależnej od strefy ściskanej kosztem pozostałych dwóch. Przyczyny tego są następujące: w pierwszych trzech wypadkach % zbrojenia jest niewielki i mniejszy

od % nasycenia, wobec tego strefa ściskana betonu była niewykorzystana. Zwiększając Q_r i podnosimy aktywność strefy ściskanej i wyzys-



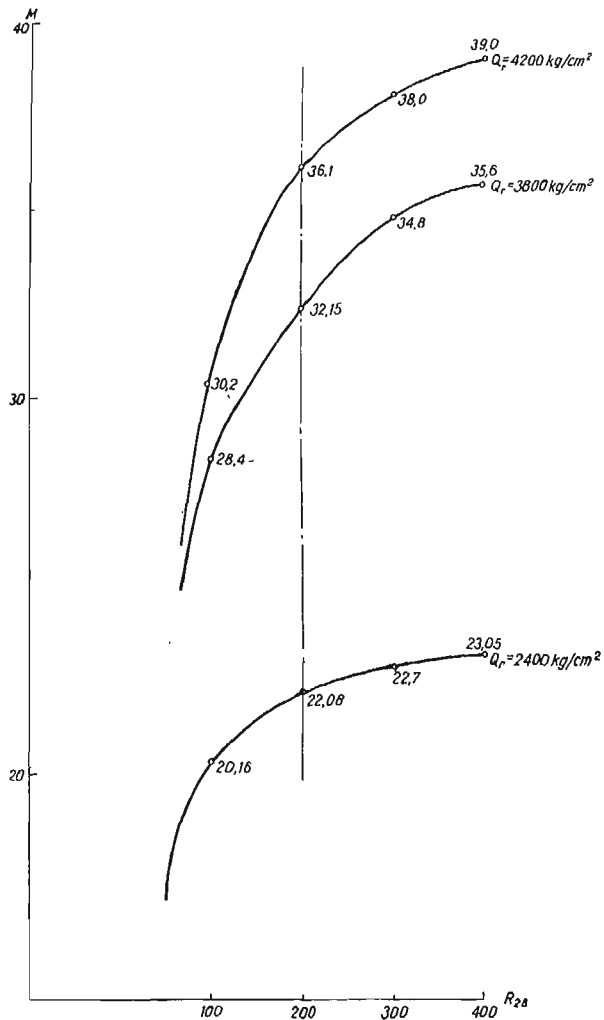
Rys. 2.

skujemy niewykorzystanie dotąd jej możliwości. Osiągając max μQ_r , x staje się równe h_1 , a równanie (7) przekształca się

$$M_n = \frac{R_{28}}{3} h_1^2 b$$

z tego wynika, że bezpośredni wpływ stali i R_w na M_n stał się równy zero i zupełnie nie przyjmuje na siebie momentu. Wydaje się to paradoksem, lecz jest zupełnie logiczne i słuszne, jeżeli wychodzić z pojęcia o nasyceniu przekroju.

Ten fakt nie oznacza, że w pewnym momencie uzbrojenie przestaje pracować, odwrotnie, pracuje ono w tym samym stopniu co beton, lecz pełni inną rolę, polegającą na tym, że zmusza beton do pracy, samo zaś coraz więcej oddaje się tej pracy pasywnej, wyrównując braki betonu w rozciąganej strefie.



Rys. 3.

Gdybyśmy chcieli teraz dokładnie określić rolę uzbrojenia, moglibyśmy powiedzieć, że dopóki ono stanowi niewielki % przekroju, niesie główny ciężar pracy, beton zaś ma znaczenie drugorzędne, z chwilą gdy zaczynamy zwiększać % uzbrojenia, wówczas staje się ono jakby katalizatorem niedającym się inaczej pobudzić ukrytych sił ściśniętej strefy. Betonowa belka bez uzbrojenia posiada nośność dostosowaną do możliwości strefy rozciąganej. Uzbrojenie — tylko zwiększa możliwość tej strefy.

Jak widzimy, zwykle równanie momentów, nierozdzielnie łącząc się z istotą rzeczy, daje najbardziej wyczerpujące objaśnienie zjawiskom zachodzącym w przekroju przy zginaniu belki. Zawsze wdzięczamy to tylko temu, że nie przesadzamy

z góry w jaki sposób mają pracować beton i stal, posługując się jedynie analizą matematyczną, opartą na zaobserwowanych faktach.

Krzywe z rys. 2 i 3 przedstawiają zmiany sumaryczne M_n w zależności od różnych R_{28} i Q_r przy $R_w = 0$. Ich przebieg jest pozornie sprzeczny z powyższymi wywodami. Rozpatrując je możnaby przejść do wniosku, że tylko stal skutecznie zwiększa nośność belki, tymczasem w świetle tego, co daje nam analiza równania 7 wiemy, że zwiększenie stali umożliwia tylko wykorzystanie potencjalnej możliwości betonu w tym tempie, w jakim dodaje się stal. Podnoszenie wytrzymałości betonu bez zwiększenia % uzbrojenia tylko nieznacznie wpływa na nośność belki.

Nie ciąży na nas żaden obowiązek abyśmy musieli operować wyłącznie wielkościami R_{28} i Q_r . Wyżej podane były przyczyny dla których rozpatrzenie 3. fazy uważamy za najbardziej dogodne, jak też wprowadzenie wielkości R_{28} i Q_r do równań i wzorów. Zamiast nich możemy wstawić dowolne K_b i K_z , zredukowane w sposób z góry określony, po czym określa się h_1 , dobierając φ wedle upodobania. Wstawienie K_b i K_z zupełnie nie wpływa ani na budowę metody, ani na to wszystko co z niej wynika. Oznacza jedynie, że chcemy zaprojektować taki element żelazobetonowy, który by pracował w sposób ściśle określony w chwili, kiedy zespół sił zewnętrznych osiągnie wielkość zadaną.

Jako przykład potwierdzający tylko co powiedziane określimy współczynnik r ze wzoru

$$M = r \sqrt{M} b \text{ przy } K_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_r = 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ i } \varphi = 0,556\%$$

Bierzemy równanie

$$M = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1 + \alpha)} b h_1^2 R_{28} \quad (12^*)$$

w którym

$$\alpha = \frac{R_w}{R_{28}} \text{ i } \beta = \frac{\mu Q_r}{R_{28}}$$

Zakładając $R_w = 0$, otrzymujemy

$$M = \frac{3\beta - 2\beta^2}{3} b h_1^2 R_{28}$$

Wstawiając zaś cyfry mamy:

$$\beta = \frac{0,00556 \times 1200}{40} = 0,1668$$

$$M = 40 (0,1668 - \frac{2}{3} 0,1668^2) b h_1^2$$

albo

$$M = 5,9308 b h_1^2$$

skąd

$$h_1 = 0,411 \sqrt{M/b}$$

tj. $r = 0,411$ — wielkości znajdującej się w tablicach obliczonych podług starej metody.

Traktując tę sprawę ogólnie, oraz oznaczając współczynniki zmniejszenia naprężeń dla betonu na ściskanie przez b_b , na rozciąganie przez b_w i dla stali — b_s , możemy napisać ogólny wzór w sposób następujący:

*) Wyprowadza się jak wzór 12, lecz z pominięciem n .

$$M = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1+\alpha)} b h_1^2 R_{28} b_b$$

gdzie

$$\alpha = \frac{b_w R_w}{b_b R_{28}} \quad \text{i} \quad \beta = \frac{\mu Q_z b_z}{b_b R_{28}}$$

Dysponując tak upostaciowanymi równaniami, możemy wpływy każdej strefy przekroju dozwolone według upodobania.

Ta możliwość wstawiania, do równań i wzorów niniejszego sposobu, różnych K_b , K_w i K_z wiąże się bezpośrednio z wyborem współczynników bezpieczeństwa dla betonu i stali. Jak widzimy, możemy dla każdego materiału brać inny współczynnik i odpowiadający z góry ustalonym warunkom. Jako jeden z takich warunków wspomniana była wyżej strzałka ugięcia. Dla jej obliczenia musimy mieć możliwość określenia wielkości momentu bezwładności, bez uciekania się do liczby n . I ta sprawa nie przedstawia żadnych trudności. Ponieważ $M_n = W R_{28}$ oraz $J = W h_1 m$, gdzie $m h_1 = x$ — określane z równania 5, to z naszego wzoru 12*)

$$M_n = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1+\alpha)} b h_1^2 R_{28}$$

otrzymujemy, że

$$W = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1+\alpha)} b h_1^2$$

a

$$J = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1+\alpha)} m b h_1^3$$

i dla przypadku, gdy $\eta = 0.008$; $R_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2$, a $Q_r = 2400 \text{ kg/cm}^2$ dostajemy

$$J = 0.1075 m b h_1^3.$$

Te przykłady dostatecznie charakteryzują jak dalece niniejszy sposób jest elastyczny, uniwersalny i z jaką łatwością rozwiązuje każde zagadnienie, dotyczące projektowania żelazobetonów.

Przechodzimy teraz do rozwiązania kwestii zbrojenia strefy ściskanej przekrojów prostokątnych. Opierając się na tym co mówiliśmy wyżej, nietrudno teraz przewidzieć, kiedy dla danego przekroju może nastąpić taka konieczność i w jaki sposób może to być dokonane. Ponieważ ustaliliśmy, że nośność belki szybko wzrasta wraz ze zwiększeniem ηQ_r , więc gdy nośność obranego przekroju okazuje się zbyt mała, zwiększamy zbrojenie do wysokości, odpowiadającej $\max \eta$, a gdy i tego jeszcze będzie za mało, wówczas dopiero musimy zbroić strefę ściskaną. Jeżeli wprowadzimy teraz zbrojenie do jakiegokolwiek bądź strefy, wytrzymałość jej zwiększy się, ale nośność pozostanie ta sama, bowiem w takim wypadku każda strefa na przemian będzie powodować niszczenie belki wskutek swej słabości. Dlatego też, chcąc rzeczywiście zwiększyć nośność belki, należy wprowadzić uzbrojenie w równej ilości w obie strefy przekroju.

To samo możemy powiedzieć w inny sposób. Ponieważ potencjalne możliwości stref nasyconego przekroju są jednakowe, zatem wszelkie zmiany właściwości tylko jednej strefy, tę równo-

wagę naruszają, chcąc więc podnieść potencjalną możliwość całego przekroju, tj. nośność belki, musimy jednakowo wzmocnić każdą strefę.

Wprowadzone w ten sposób uzbrojenie będzie odgrywać rolę jakby *samodzielnej* konstrukcji metalowej przyjmującej na siebie resztę momentu, którego belka przyjął już nie mogła.

Powyższa koncepcja nie jest nowa i niejednokrotnie wypowiedziana była przez Mörscha, Saligera i innych, jednak żadnych konsekwencji z tego nie wyciągano, ponieważ budowa starej metody całkowicie uniemożliwiała jakiegokolwiek praktyczne wykorzystanie tej myśli. My zaś, nie będąc związani z n , możemy ten zupełnie słuszny pogląd wykorzystać i oprzeć się na nim w swych rozważaniach, a jak to zobaczymy dalej na przykładach, słuszność jego jest niewątpliwa.

W matematycznym ujęciu, przedstawi się ta sprawa tak: doprowadzamy iloczyn ηQ_r w rozciągniętej strefie przekroju do $\max \eta$, obliczonego ze wzoru 6, i wprowadzamy stal do każdej strefy w równej ilości, określonej z równania

$$M_{\text{dod.}} = f_z^1 Q_r h_z$$

tj.

$$f_z^1 = \frac{M_{\text{dod.}}}{Q_r h_z} \quad (8)$$

gdzie:

$$M_{\text{dod.}} = M_{\text{niszcz.}} - M_{\text{nasycc.}}$$

f_z^1 — dodatkowy przekrój żelaza, a h_z — odległość między środkami ciężkości ściskanego i rozciąganego zbrojenia.

Dla potwierdzenia i zilustrowania wypowiedzianego wyżej, zastosujemy nasze wzory do kilku belek z doświadczeń Bacha, wykonanych w roku 1910. Łamane wówczas były belki o następujących danych: przekrój był $25 \times 18 \text{ cm}$; $h_1 = 23 \text{ cm}$; $R_{28} = 104 - 112 \text{ kg/cm}^2$; stali było $4 \text{ } \varnothing 30 \text{ cm}$; $f_z = 28.27 \text{ cm}^2$; $\varphi = 7,14\%$ i $Q = 3400 \text{ kg/cm}^2$.

W tych warunkach niszczenie belki rozpoczęło się od strefy ściskanej. Według wzoru (6) przekrój nasyca się przy

$$\max \eta = \frac{112}{2 \times 3400} = 0.017$$

a odpowiadająca temu ilość stali będzie

$$f_z = 0.017 \times 23 \times 18 = 7.04 \text{ cm}^2$$

W tych warunkach belka musi złamać się przy momencie

$$M_n = 7.04 \times 23 \times \frac{2}{3} 3400 = 36700 \text{ kgcm.}$$

W rzeczywistości, zaobserwowany moment wyniósł 383350 kg/cm , był więc o $4,5\%$ większy. Pomimo, że użyto stali $28.27 : 7.04 = 5$ razy więcej niż trzeba i wynika ze wzoru 6, to jednak na nośność belki ten nadmiar stali nie wywarł wpływu. Jest to fakt bardzo ważny, który w zupełności potwierdza opisany poprzednio przebieg zjawisk zachodzących w przekroju, oraz krytyczną rolę betonu w strefie ściskanej, ograniczającej w tym wypadku nośność belki.

Następnie do tego samego przekroju wprowadzone były do strefy ściskanej 2 pręty stali o $\varnothing 10 \text{ mm}$ i $f_z = 1,57 \text{ cm}^2$ z granicą płynności $Q_r = 3034 \text{ kg/cm}^2$. Odległość między środkami ciężko-

ści ściskanego i rozciąganego uzbrojenia była $h_z = 19,3$ cm, dodatkowy moment, któryby mógł być przejęty przez belkę wynosił:

$$M_{\text{dod.}} = 1.57 \times 3034 \times 19.3 = 9180 \text{ kgcm.}$$

W rzeczywistości belka wytrzymała $470850 - 383350 = 875000$ kgcm, tj. mniej od przewidywanego o 5%.

W innym przypadku strefa ściskana takiej samej belki wzmocniona była dwoma prętami o $\varnothing 20$ mm i przekroju $f_z = 6,28$ cm² z $Q_r = 2487$ kg/cm². Takie uzbrojenie podnosiło M_n o

$$M_{\text{dod.}} = 6.28 \times 2487 \times 19.3 = 301.000 \text{ kgcm.}$$

Belka złamała się przy średnim M_n wynoszącym 654000 kgcm, a nadwyżka okazała się $654.000 - 383.350 = 270.650$ kgcm, tj. mniej od przewidywanego prawie o 10%.

Jak widzimy wyniki doświadczenia dobrze zgadzają się z przewidywaniami, potwierdzając w zupełności założenia na których były oparte. Mając w rozciąganej strefie tych belek 7,14% stali, możemy ściskaną strefę przekroju dozbrajać tak długo, aż wyczerpiemy całe pozostające 7,14 - 1,7 = 5,44%. Dalsze dodawanie żelaza będzie zbędne, ponieważ belka łamać się będzie wtedy już z powodu niedostatecznej ilości stali w strefie rozciąganej. Granice, do jakich możnaby w ten sposób zwiększać zdolność potencjalną całego przekroju, określają właściwości betonu, t. j. jego wytrzymałość na inne powstające przy tym naprężenia.

W zwykłych warunkach normalny przebieg obliczenia będzie następujący: mamy na przykład do zaprojektowania taką płytę, której wysokość użyteczna nie może przekroczyć 17,5 cm, dla momentu obliczeniowego $M = 2200$ kgm. Przyjmujemy współczynnik bezpieczeństwa $B = 2,5$. Beton o wytrzymałości walcowej $R_{28} = 140$ kg/cm² i stal z granicą płynności $Q_r = 4200$ kg/cm² - wówczas

$$\max \mu = \frac{140}{2 \times 4200} = 1.67\%, \text{ a}$$

$$f_z = 1.67 \times 17.5 = 29.2 \text{ cm}^2$$

Z takim uzbrojeniem płyta przejąć może moment

$$M_{\text{nas}} = 29.2 \times 4200 \times \frac{2}{3} \times 17.5 = 1430 \text{ kgm}$$

a zbrojenie strefy ściskanej musi przejąć:

$$2,5 \times 2200 - 1430 = 4070 \text{ kgm.}$$

Dodatkowy przekrój żelaza przy $h_z = 17,5 - 2,0 = 15,5$ cm - będzie:

$$f_z = \frac{407000}{4200 \times 15.5} = 6.24 \text{ cm}^2$$

Wobec tego w strefie ściskanej będzie stali

$$f_z = 6.24 \text{ cm}^2 \quad 8 \varnothing 10$$

a w strefie rozciąganej

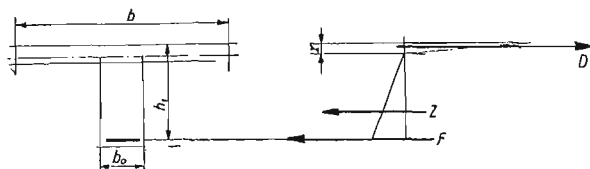
$$f_z = 29.20 + 6.24 = 35.44 \text{ cm}^2 \quad 8 \varnothing 24$$

W ten sposób rozwiązujemy sprawę podwójnego zbrojenia belek i płyt mając zupełnie jasny obraz tego co zachodzi, umożliwiając jednocześnie bezbłędne postępowanie we wszystkich okolicznościach, jakie wydarzyć się mogą w praktyce projektowania.

Teraz przejdziemy do rozpatrzenia belek teowych, posługując się rys. 4 będziemy mogli napisać:

$$D = Z + F \quad (9)$$

oznaczając przez $\frac{b}{b_0} = n$ i po wstawieniu do równania 9 znaczenia D , Z i F z równań 3, 4, 5



Rys. 4.

otrzymamy

$$x = \frac{R_w + 2 \mu Q_r}{n R_{28} + R_w} h_1 \quad (10)$$

W podobny sposób wstawiając do równania momentu

$$M_n = Z \frac{2}{3} + F \left(h - \frac{x}{3} \right)$$

znaczenie Z i F otrzymujemy

$$M_n = \frac{n R_{28} R_w + 3 \mu Q_r n R_{28} - 2 \mu^2 Q_r^2}{3 (R_w + n R_{28})} b h_1^2 \quad (11)$$

a oznaczając

$$\alpha = \frac{R_w}{n R_{28}} \quad \text{ i } \quad \beta = \frac{\mu Q_r}{n R_{28}}$$

mamy

$$M_n = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1 + \alpha)} b h_1^2 n R_{28} \quad (12)$$

W ten sposób, jak widzimy, wszystkie wzory prostokątnych belek można stosować i do belek teowych, zastępując tylko R_{28} przez $n R_{28}$.

Dla sprawdzenia zastosujemy te wzory do kilku belek z doświadczeń wykonanych przez Niemiecką Komisję w r. 1931 (zeszyt Nr 28). Dane dotyczące tych belek zestawione są w tabeli II.

TABLICA II

Nr	b	Q_r kg/cm ²	P kg	σ_z	odchylenie w %	σ_b	odchylenie w %
929	50 cm	2925	27500	3307	- 13	130	+ 43
939	50 „	3815	35700	4272	- 12	166	+ 27
941	75 „	2974	29400	3585	- 20	106	+ 54
944	100 „	4525	40500	4707	- 4	116	+ 49
945	100 „	3134	27300	3219	- 3	76	+ 65

W tej tabeli umieszczone są wielkości naprężeń stali i betonu obliczone starą metodą. Naprężenia w betonie, w chwili niszczenia belek, nigdzie nie dochodzą do wielkości $R_{28} = 229$ kg/cm², określonej doświadczalnie, jakkolwiek możnaby spodziewać się, że beton miazdząc się musi osiągnąć swoją wytrzymałość najwyższą. Tymczasem w stali wszystkie obliczone naprężenia są wyższe od właściwych Q_r czemu znowu też trudno wierzyć. Stosując niniejszą metodę do tych belek otrzymujemy:

Belka 929 - $R_{28} = 229$ kg/cm², $R_w = \sqrt{229} = 15$ kg/cm²; $h = 402$ cm; $h_1 = 37,7$ cm
 $f_z = 12,65$ cm²; $b_0 = 20,1$ cm; $b = 50,1$ cm

Waga własna $g = 945 \text{ kg}$; $n = \frac{50,1}{20,1} = 2,5$

$$\mu = \frac{12,65}{20,1 \times 37,7} = 0,0166$$

Wstawiając do wzoru 11 cyfry otrzymujemy

$$M = \frac{(2,5 \times 229 \times 15 + 3 \times 0,0166 \times 2925 \times 2,5 \times 229 - 2 \times 0,0166^2 \times 2925^2) \times 20,1 \times 37,7^2}{3(15 + 2,5 \times 229)} = 13,5 \text{ ton}$$

Belka załamała się przy $M = 14,1 \text{ ton}$, tj. wytrzymała o 4,3% więcej.

Belka 939 — przy $h_1 = 37,7$; $f_z = 12,65 \text{ cm}$; $b_0 = 20 \text{ cm}$; $\mu = 0,0166$; $g = 950 \text{ kg}$;

Z obliczenia wypada $M = 19,07 \text{ ton}$, a wytrzymała $M_n = 18,1 \text{ ton}$, tj. mniej o 5,4%.

Belka 941 — przy $h_1 = 37,3 \text{ cm}$; $f_z = 12,65 \text{ cm}^2$; $b = 75,1$; $b_0 = 20,2 \text{ cm}$; $g = 1209 \text{ kg}$; $\mu = 0,0166$; $n = 75,1 : 20,2 = 3,7$; $M_{obl.} = 14,45 \text{ t}$ $M_{rzec.} = 15,15 \text{ t}$

tj. wytrzymała więcej o 4,7%.

Belka 944 — przy $h_1 = 38 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $b_0 = 20,1 \text{ cm}$; $f_z = 12,72 \text{ cm}^2$; $n = 100 : 20,1 = 5$; $\mu = 0,166$; $M_{obl.} = 22,13 \text{ t}$; $M_{rzec.} = 20,78 \text{ t}$

tj. wytrzymała mniej o 6,5%.

Belka 945 — przy $b = 99,0 \text{ cm}$; $b_0 = 20,2 \text{ cm}$; $n = 4,9$; $f_z = 17,6 \text{ cm}^2$; $\mu = 0,0163$; $h_1 = 38,2 \text{ cm}$; $M_{obl.} = 15,7 \text{ t}$; $M_{rzec.} = 14,2 \text{ t}$

tj. wytrzymała mniej przeszło 10%.

Porównując wyniki stosowania starej i nowej metody do rozpatrzonych belek, możemy stwierdzić, że nowa metoda zupełnie trafnie i z dostateczną ścisłością przewiduje to co ma zajść, tymczasem stara metoda swoimi przepowiedniami, odchylenia których posiadają zupełnie wyraźną tendencję, skłania do wniosku, że ma ona organiczną wadę i dlatego mylnie ocenia zachodzące zjawiska.

Praktyczne użycie wzoru 12 może być znacznie uproszczone, jeżeli ułożymy sobie tablicę dla różnych α i β z odpowiednimi

$$W_1 = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1 + \alpha)}$$

lub wykres.

Przechodząc teraz do rozpatrzenia pracy słupów, musimy nieco zająć się historią powstawania wzoru 13 tak jak podaje ją autor metody.

Dla określenia przekrojów słupów ściskanych osiowo obowiązują nas wzór

$$P = K_b (F_b + 15 F_z) \quad (13)$$

gdzie F_b = przekrój betonu i cyfra 15 jest stosunkiem współczynników sprężystości żelaza do betonu — n .

Największe obciążenie jakie może unieść słup określa się wzorem

$$\max P = P_n = F_b R_{28} + F_z Q_r \quad (14)$$

tj. największe obciążenie, jakie może przyjąć słup, równa się sumie największych obciążeń, jakie mogą wytrzymać każdy materiał z osobna, niezależnie od jego współczynnika sprężystości. Ten wzór musi być wzięty za podstawę do projektowania słupów.

„Ten sam wzór był przyjęty do starych norm niemieckich, przy czym wymagało się wtedy, ażeby $R_{46} = 210 \text{ kg/cm}^2$, a współczynnik bezpieczeństwa B równał się 4,8 po tychże 45 dniach. Ponieważ wytrzymałość betonu w słupach stanowi około 0,8 wytrzymałości walcowej, więc maksymalna wytrzymałość betonu w słupie wynosi $0,8 \times 210 = 168 \text{ kg/cm}^2$, za granicę plastyczności przeciętnego żelaza przyjmowano w Niemczech $Q_r = 2500 \text{ kg/cm}^2$, wówczas obciążenie łamiące słup określało się wzorem

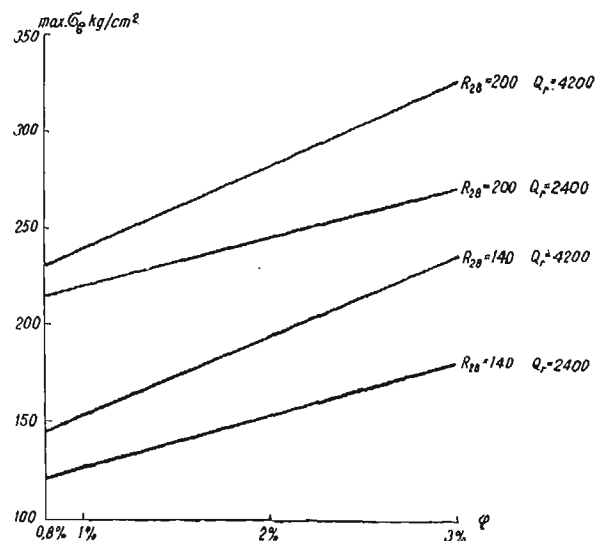
$$P_n = 168 F_b + 2520 F_z$$

Dzieląc prawą stronę na 4,8 i przechodząc w ten sposób do dopuszczalnych naprężeń otrzymamy

$$P = 35 F_b + 525 F_z \quad \text{albo} \quad P = 35 (F_b + 15 F_z)$$

gdzie 35 — było dopuszczalnym naprężeniem na beton wg ówczesnych niemieckich norm.

Od tego czasu $K_b = 35$ zmieniło się na inne, a wyraz w nawiasie pozostał stwarzając pozory, że cyfra 15 jest stosunkiem współczynników sprężystości“.



Rys. 5.

Nie ma większego znaczenia czy słuszne są powyższe wywody, czy też nie. W najgorszym wypadku można je traktować jak dowcipny żart matematyczny.

W myśl przyjętej zasady o sumowaniu pracy betonu i stali, wzór 14 przyjmujemy za podstawowy, a dla wygody przekształcały w następujący

$$\max \sigma_{pp} = 0,8 R_{28} (1 - \mu) + \mu Q_r \quad (15)$$

gdzie σ_{pp} — przeciętna średnia wytrzymałość całego przekroju.

Zbudowany na podstawie równania 15 wykres przedstawiony jest na rys. 5 dla różnych Q_r i R_{28} .

Korzystamy z niego w następujący sposób: przypuśćmy mamy zadane, że $P = 151$ t.; $R_{28} = 140$ kg/cm²; $Q_r = 2400$ kg/cm²; $\varphi = 0,8$; i $B = 3$. Dla tych danych znajdujemy z wykresu, że $\sigma_{pp} = 120$ kg/cm², wtedy przekrój słupa będzie

$$F_b = \frac{151\,000 \times 3}{120} = 3780 \text{ cm}^2; \text{ i}$$

$$f_z = 3780 \times 0,008 = 30,2 \text{ cm}^2.$$

Przeliczmy teraz kilka wypadków starą metodą i jednocześnie określimy dla nich współczynnik bezpieczeństwa z punktu widzenia nowej metody.

1. $P = 151$ t.; $R_{28} = 140$ kg/cm²; $Q_r = 2400$ kg/cm²

$$\varphi = 0,8\%. \quad F_b = 0,893 \frac{131.000}{30} = 4490 \text{ cm}^2.$$

$$B = \frac{450 \times 120}{151000} = 3,57$$

2. $\varphi = 3\%$ reszta jak wyżej

$$F_b = 0,69 \frac{151000}{30} = 3470 \text{ cm}^2$$

$$B = \frac{3470 \times 180}{151.000} = 4,14$$

3. $R_{28} = 200$ kg/cm²; $Q_r = 4200$; $\varphi = 3\%$, reszta jak wyżej

$$F_b = 0,69 \frac{151000}{64} = 2370 \text{ cm}^2.$$

$$B = \frac{2370 \times 324}{151000} = 5,08$$

Wahanie współczynnika bezpieczeństwa przy użyciu różnych materiałów i φ wynosi 42,3% dla jednych i tych samych materiałów, lecz różnych φ — 15,9%. Takie różnice są niczym nieusprawiedliwione w wyniku czego zupełnie nieprodukcyjnie marnuje się stal.

Pomijając tu kwestie wyznaczenia współczynnika B, posilkując się starą metodą nigdy nie wiemy, jaki on jest w rzeczywistości, projektując ten czy inny słup. Poza tym uniemożliwia stara metoda wyznaczenie B w zależności od roli, jaką ma pełnić projektowany słup. Dziś, mając na względzie OPL, nie można zgodzić się na to, aby słupy na wszystkich kondygnacjach miały ten sam B.

Porównując koszty w różny sposób zaprojektowanych słupów, przekonamy się, że do słupów najlepiej stosować betony o wysokiej wytrzymałości.

Przechodząc teraz do rozpatrzenia słupów ściśkanych mimośrodowo należy pamiętać, że i w tym wypadku zasady którymi posługiwaliśmy się pozostają te same, jak i praca żelaza w betonie.

Rozpocznijmy od słupa czysto betonowego. Siła osiowa P, działając na słup, wywołuje w jego przekroju naprężenie ściskające równe: $P : F$. Jeżeli ten słup poddamy działaniu momentu, wówczas

jego strefa ściśnięta mogłaby przyjąć dodatkowe naprężenie

$$R_{28} - \frac{P}{F}$$

a strefa rozciągnięta

$$R_w + \frac{P}{F}$$

Gdy

$$R_{28} - \frac{P}{F} = R_w + \frac{P}{F}$$

$$\text{albo } \frac{P}{F} = \frac{R_{28} - R_w}{2} \quad (16)$$

oznacza to, że obie strefy są całkowicie wykorzystane, a wielkość przyjętego momentu określamy z równania

$$M_B = W \left(R_{28} - \frac{P}{F} \right) = W \left(R_w + \frac{P}{F} \right) \quad (17)$$

gdzie dla przekroju prostokątnego $W = \frac{1}{6} bh_1^2$.

Równania 16 i 17 są podstawowe dla oceny tego, co zachodzi w słupie ściśkanym mimośrodowo, dalsza dyskusja tych równań wskazuje, jak należy postępować wobec różnych P i M_n

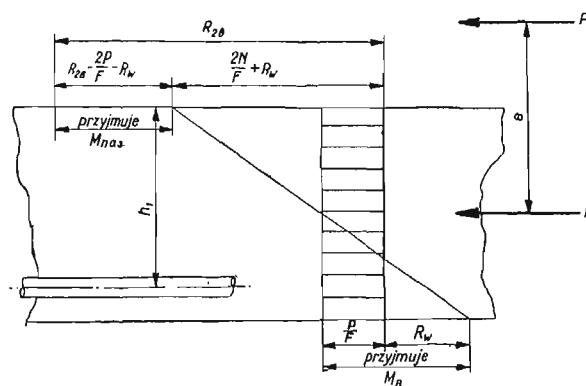
Jako pierwszy przypadek uważać możemy stan, kiedy

$$\frac{P}{F} = \frac{R_{28} - R_w}{2}$$

i jak zaznaczyliśmy wyżej, taki przekrój może przyjąć moment M_B określany z równ. 17. Gdy żądany moment M_n jest większy od M_B , przekrój musi być wzmocniony żelazem. Tu powstaje analogiczna sytuacja z tą, jaka była w belkach z przekrojem nasyconym. Wprowadzamy zatem zbrojenie w równej ilości do każdej strefy, w ilości określonej ze wzoru

$$M_n - M_B = f_z' Q_r h z \quad (18)$$

Innego postępowania w powyższym wypadku nie można sobie wyobrazić, chcąc podnieść zdolność nośną przekroju.



Rys. 6.

Drugi przypadek zachodzi wówczas gdy

$$\frac{P}{F} < \frac{R_{28} - R_w}{2} \text{ t. j.}$$

$$R_{28} > 2 \frac{P}{F} + R_w \quad (19)$$

Oznacza to, że słabą częścią przekroju jest strefa rozciągana, którą możnaby wzmocnić, wprowadzając do niej zbrojenie.

W zależności od wielkości M_n mogą tu powstać 3 możliwości:

a) możemy tyle dodać stali, żeby spowodowało ono pełne wykorzystanie ściskanej strefy. Wbudowane w tych warunkach żelazo całkowicie nasyca przekrój, a przypadające nań naprężenie będzie

$$R_{28} - \left(\frac{2P}{F} + R_w \right)$$

Uzyskany tą drogą moment określi się z równania:

$$M_{nas} = M_n - M_B = \frac{bh_1^2}{3} \left(R_{28} - \frac{2P}{F} - R_w \right)$$

a ilość żelaza otrzymamy z równania 6, tj.

$$\mu \max = \frac{R_{28}}{2Q_r} = \left(R_{28} - \frac{2P}{F} - R_w \right) : 2Q_r$$

b) gdy $(M_{nas} + M_B) < M_n$ powstaje wówczas konieczność wprowadzenia do przekroju symetrycznych wkładek jak w pierwszym wypadku, a ilość żelaza określi się ze wzoru

$$f_z = \frac{M_n - M_B - M_{nas}}{Q_r h_z}$$

c) gdy dla jakichkolwiek bądź przyczyn ściśnięta strefa nie potrzebuje być całkowicie wyzyskana, wówczas w rozciągniętej strefie umieszczamy żelazo tak jak w zwykłej belce, tj. wg wzoru

$$M = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1 + \alpha)} R_{28} bh_1^2$$

Ponieważ rozciągnięta strefa betonu jest całkowicie wykorzystana więc w tym wzorze nie może ona być uwzględniona, wówczas $\alpha = 0$, a wzór przekształci się

$$M = \frac{3\beta - 2\beta^2}{3} R_{28} bh_1^2$$

gdzie pod R_{28} rozumiemy wielkość $R_{28} - \frac{2P}{F} - R_w$

Rozwiązujemy to równanie w stosunku do β , a potem określamy ostatecznie wielkość μ .

Trzeci przypadek zachodzi gdy

$$\frac{P}{F} > \frac{R_{28} - R_w}{2}, \text{ t.j. } R_{28} < 2 \frac{P}{F} + R_w$$

oznacza to, że strefa rozciągana nie jest jeszcze całkowicie wyzyskana i można ją wykorzystać do zbrajając strefę ściskaną.

Zbrojenie będzie musiało przejąć ze strefy rozciągniętej naprężenie $\frac{2P}{F} + R_w - R_{28}$. Potrzebna

tu ilość stali znowu będzie nasycać przekrój i określi się z równania

$$\mu \max = \left(\frac{2P}{F} + R_w - R_{28} \right) : 2Q_r$$

Moment w ten sposób przyjęty będzie równał się

$$M_{dod.} = \frac{bh_1^2}{3} \left(\frac{2P}{F} + R_w - R_{28} \right)$$

przy czym nie należy zapominać, że przekrój poza tym przejmuje jeszcze

$$M_B = \frac{bh^2}{6} \left(R_{28} - \frac{P}{F} \right)$$

Jeżeli różnica $(M_n - M_B) < M_{dod.}$ wówczas stali trzeba mniej i jej ilość określamy jak poprzednio ze wzoru

$$M = \frac{3\beta - 2\beta^2}{3} \left(\frac{2P}{F} + R_w - R_{28} \right) bh^2,$$

Gdy $(M_n - M_B) > M_{dod.}$ to wstawiamy do przekroju stali symetrycznie w ilości.

$$f_z = \frac{M_n - M_B}{h_z Q_r}$$

Dla sprawdzenia tych teoretycznych wywodów porównamy je z rezultatami doświadczeń. W tym celu wykorzystamy doświadczenia Bacha, który przeprowadził badania nad szeregiem słupów o przekroju 40×40 cm bez uzbrojenia oraz z różnym zbrojeniem, ściskanych osiowo i mimośrodowo.

1. Słup o przekroju 40×40 cm bez uzbrojenia wytrzymał obciążenie 276,2 ton. Należy określić, wiele wytrzyma jeśli dodamy stali 8 prętów o $\varnothing 16$ mm. posiadając $Q_r = 3680$ kg/cm². Ponieważ z chwilą niszczenia słupa stal płynie, więc może ona przyjąć tylko: $f_z Q_r = 16,08 \times 3680 = 59,2$ t, a cały słup — $276,2 + 59,2 = 335,3$ t. W rzeczywistości słup załamał się przy obciążeniu 338,3 t tj. większym o około 1%.

2. Ten sam słup lecz zbrojony 8 prętami 22 mm z $Q_r = 3754$ kg/cm² może wytrzymał 276,2 + $3041 \times 3754 = 390,4$ t, w rzeczywistości wytrzymał 404,7 t, tj. o 3,5% więcej.

Jak widzimy wyniki doświadczeń w zupełności zgadzają się z przewidywaniami.

Rozpatrzmy teraz słupy obciążone mimośrodowo. Beton w tych słupach miał $R_{28} = 225$ kg/cm², a wytrzymałość jego na rozciąganie okazała się następująca: przy mimośrodku $e = 10$ cm $R_w = 28,6$ kg/cm², przy $e = 15$ cm — $R_w = 31,4$ kg/cm² i przy $e = 20$ cm. $R_w = 29,0$ kg/cm².

3. Określić obciążenie przy którym słup załame się przy $e = 10$ cm i bez zbrojenia.

Słup złamie się osiągając R_{28} , wówczas korzystając ze wzoru

$$R_{28} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}$$

określamy P

$$225 = \frac{P}{40 \cdot 40} + \frac{P \times 10 \times 6}{40 \cdot 3}$$

skąd $P = 140$ t. W rzeczywistości słup wytrzymał 136 t, tj. mniej o 3%.

4. Słup był zbrojony $8\text{Ø}16$, tj. z każdej strony miał po $f_z = 8,04 \text{ cm}^2$, mimośród był $e = 10 \text{ cm}$, złamał się przy $P = 202,5 \text{ t}$ $M = 2025000$.

W niezbrojonym słupie naprężenie byłoby

$$\sigma = \frac{202500}{1600} \pm \frac{2025000}{10667} = 127 \pm 190$$

Ponieważ $127 > \frac{225 - 28,6}{2} = 98,2 \text{ kg/cm}^2$

więc trzeba zbroić strefę ściskaną. Beton może jeszcze przejąć obciążenie od momentu $225 - 127 = 98 \text{ kg/cm}$ i wielkość tego momentu będzie:

$$M = \frac{40^3}{6} 98 = 1048366 \text{ kgcm}$$

tymczasem mamy jeszcze przyjąć $2025000 - 1048366 \text{ kgcm} = 976634 \text{ kgcm}$. Odległość między środkami ciężkości zbrojenia $h_z = 33,4 \text{ cm}$, a $Q_r = 3680 \text{ kg/cm}^2$, wobec tego potrzebny jest przekrój wielkości

$$f_z = \frac{976633}{33,4 \times 3680} = 8,04 \text{ cm}^2$$

tj. tyle co było w rzeczywistości.

Zbrojenie znajdujące się w strefie rozciąganej jest zbędne i wstawione tylko w celach konstrukcyjnych.

5. Słup zbrojony jednostronnie $4\text{Ø}16$ z $Q_r = 3773 \text{ kg/cm}^2$, złamał się przy $P = 93 \text{ t}$, mimośród wynosił $e = 20 \text{ cm}$.

$$\sigma_{23} = \frac{93000}{1000} \pm \frac{93000 \times 20}{10667} = 58 \pm 174$$

Ponieważ $\frac{P}{F} < \frac{R_{28} - R_w}{2}$ trzeba zbroić

strefę rozciąganą.

$$M_n = 10667 \left(\frac{P}{F} + R_w \right) = 10667 (58 + 29) = 92700 \text{ kgcm.}$$

$$M_{\text{dod.}} = 9300 \times 20 - 92700 = 933000 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma = R_{28} - \frac{2P}{F} - R_w = 225 - 2 \times 58 - 29 = 80 \text{ kg/cm}^2$$

korzystamy ze wzoru

$$M = \frac{\alpha + 3\beta - 2\beta^2}{3(1 + \alpha)} b h_1^2 R_{28}$$

ponieważ betonowy przekrój jest całkowicie wykorzystany więc $\alpha = 0$ i

$$933000 = \frac{3\beta - 2\beta^2}{3} 40 \times 36,7^2 \times 80$$

skąd

$$\beta = 0,26 = \frac{P \cdot 3773}{80}$$

$\mu = 0,0055$, tj. $f_z = 0,0055 \times 40 \times 36,7 = 8,06 \text{ cm}^2$ wobec $8,04 \text{ cm}^2$, które były w przekroju.

W powyższych rozważaniach o pracy słupów często posilkowaliśmy się wzorami i wywodami ustalonymi dla belek. Nie jest to przypadkiem i wypływa jedynie z przyjętej przez nas na samym początku zasady zwykłego sumowania prac poszczególnych materiałów w elementach żelazobetonowych.

Ten swój stosunek do pracy słupów możemy sformułować tak: w wypadku, gdy siły działające na słup znajdują się poza granicami rdzenia przekroju, wszystkie wzory dla ściskania mimośrodowego można sprowadzić do wzorów zwykłego ugięcia.

Przy zginaniu mamy:

$$F + Z = D$$

$$My = Dy - Zz$$

moment jest wzięty dookoła punktu przyłożenia F .

Przy ściskaniu mimośrodowym:

$$F_1 + Z_1 = D - P$$

a

$$M_1 = Pe = D_1 y_1 - Z_1 z_1$$

gdzie Pe — moment sił zewnętrznych dookoła środka ciężkości zbrojenia.

Jeżeli $M = M_1$; to $D_1 y_1 - Z_1 z_1 = Dy - Zz$, co znowu możliwe jest jedynie wtedy, gdy $D_1 = D$; $Z_1 = Z$; $y_1 = y$ i $z = z_1$

Ażeby to dowieść wstawiamy do równania $Z_1 y_1 - Z_1 z_1 = Dy - Zz$ znaczenia z równań 2 i 4 zakładając, że poszczególne części równania nie są ze sobą równe. Rzecz oczywista, że rozpatrując fazę niszczenia, w obu przypadkach naprężenia w materiałach są jednakowe.

W ten sposób otrzymamy równanie

$$\begin{aligned} \frac{R_{28} x}{2} - \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) - \frac{R_w (h_1 - x) (h_1 - x)}{2 \cdot 3} = \\ = \frac{R_{28} x_1}{2} - \left(h_1 - \frac{x_1}{3} \right) - \frac{R_w (h_1 - x_1) (h_1 - x_1)}{2 \cdot 3} \end{aligned}$$

po uporządkowaniu otrzymujemy

$$x + x_1 > 2h$$

co jest niemożliwe i pozostaje tylko wniosek, że

$$D = D_1 \text{ a } Z = Z_1$$

Z tego wynika, że gdy momenty są jednej i tej samej wielkości dla wypadku ściskania mimośrodowego i zginania, wówczas naprężenia ściskające i rozciągające w betonie są jednakowe, a siła rozciągająca zmniejsza się o wielkość P , tj. $F_1 = F - P$

W ten sposób liczenie słupów ściskanych mimośrodowo może być wykonane w następującej kolejności:

1. Określamy wielkość momentu w stosunku do rozciąganego zbrojenia.

2. Podług tego momentu określamy szerokość i wysokość słupa za pomocą wzorów, stosowanych do belek.
3. Rozciągane zbrojenie będzie takie same jak w belce, lecz zmniejszone o wielkość $P : Q_r$.

Jeżeli przekrój jest zadany, a może przyjąć tylko moment $M_1 < M$, wówczas nadwyżkę przekazu, jemy symetrycznemu uzbrojeniu, jak w belkach, określając ilość uzbrojenia ze wzoru

$$M - M_1 = f_z^1 h_z Q_r$$

Na zakończenie chcę uwypuklić niektóre okoliczności. Nietrudno zauważyć, że niniejszy sposób obejmie sobą pracę wszystkich elementów żel. bet. w jeden harmonijny zespół. Przyswajając sobie pewne zasady i myśli przewodnie nie zmienia je w zależności od tego, co rozpatruje. Po raz pierwszy został umożliwiony *wgląd i matema-*

tyczne ujęcie każdego zagadnienia w dziedzinie projektowania żelazobetonu. Ten „zbieg okoliczności“, że w całym swym zakresie ściśle zgadza się z wynikami praktycznymi, dowodzi tylko jak dalece jest ten sposób realny i prawdziwy.

Byłoby dziwnym spodziewać się od każdej nowej metody jakichkolwiek zmian rewolucyjnych w dotychczasowym wymiarowaniu przekrojów, mimo wszystko mających za sobą już półwiekowe doświadczenie. Celem niniejszego sposobu jest *rzeczywiste* poznanie mechanizmu pracy żelazobetonu, wykrycie i usunięcie niedomagań, wynikających z dotychczasowego stanu rzeczy, oraz umożliwienie projektującemu świadomego i swobodnego doboru czynników, którymi może dysponować. Praktycznie rzecz biorąc, we wszystkich przypadkach osiągamy pewne oszczędności w zużyciu stali, a w niektórych nawet bardzo poważne.

Inż. ST. LENCZEWSKI-SAMOTYJA

SPECJALNE METODY WYKONYWANIA ROBÓT ZIEMNYCH PRZY BUDOWIE AUTOSTRAD W NIEMCZECH

(sprawozdanie z odczytu)

Na powyższy temat został wygłoszony w dniu 9 lutego br. w sali gmachu Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie, przez Prof. D-ra Ing. L. Casagrande z Generalnej Inspekcji Dróg Rzeszy Niemieckiej odczyt, zorganizowany dzięki inicjatywie Ligi Drogowej.

W odczycie tym, bogato ilustrowanym przezroczami, prelegent przedstawił na wstępie stan rzeczy, jaki istniał w Niemczech przed okresem rozpoczęcia na szeroką skalę prac przy budowie autostrad, przy wykonywaniu podłoża nawierzchni drogowych, oraz zachowania się tych ostatnich pod wpływem jego przemierzania.

Prelegent pokrótce omówił sprawę zniszczeń i uszkodzeń nawierzchni pod wpływem przemierzania podłoża, zestawił obecne, oparte na doświadczeniach laboratoryjnych i obserwacjach terenowych, poglądy na wytłumaczenie przyczyn powstawania przełomów w nawierzchniach oraz przedstawił stosowane w Niemczech sposoby zabezpieczenia nawierzchni przed zniszczeniem na skutek przemierzania gruntu.

Ze słów prelegenta wynikało, że jedynym skutecznym sposobem zabezpieczenia nawierzchni przed uszkodzeniem od przemierzania gruntu podłoża, jest jego wykonanie na głębokości przemierzania z materiału odpornego na działanie mrozu tj. z materiału gruboziarnistego (piasku lub żwiru) o zawartości mniej niż 3% ziarn o średnicy mniejszej od 0,02 mm.

Znaczną część swego odczytu prelegent poświęcił sprawie stosowania wybuchów w celu przerywania pokładów błot, na których wykonywane są nasypy ziemne w związku z budową autostrad.

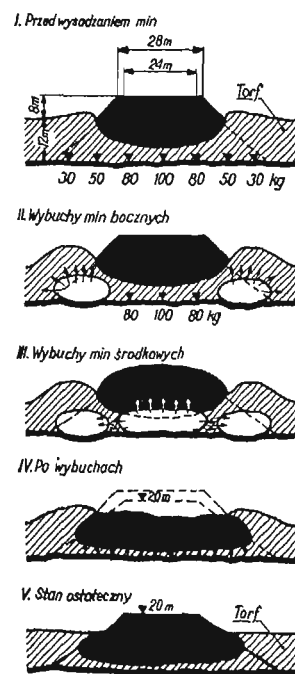
Przy dotychczasowych sposobach wykonywania robót ziemnych na błotach, liczyć się należało zawsze z mniej lub więcej długotrwałym okresem osiadania nasypu, oraz z prawie całkowitą niemożnością zapewnienia jezdni drogowej gładkiej i równej powierzchni, koniecznej zwłaszcza dla dróg, przeznaczonych dla szybkiego ruchu samochodowego.

Pozostaje zatem przy ustalaniu kierunku drogi bądź błota omijać, bądź też przy prowadzeniu trasy drogowej przez nie, roboty ziemne wykonać tak, by nasyp przeniknął przez pokłady błota (gruntu niewytrzymałego na obciążenia) i posadowiony był na znajdujących się poniżej pokładach gruntu nośnego. Najprościej cel ten osiągnąć można przez wybagrowanie pokładów błota na całkowitą ich głębokość pod podstawą przyszłego nasypu — sposób ten jednak jest zbyt długotrwały i przy głębszych zwłaszcza pokładach gruntu do usunięcia, zbyt kosztowny.

W związku z powyższym przy budowie autostrad niemieckich zastosowany i rozwinięty został na odcinkach przechodzących przez błota stosowany początkowo w Ameryce sposób przerywania i przebijania pokładów gruntu słabego przy pomocy materiału wybuchowego.

„Metoda wybuchowa“ stosowana w Niemczech począwszy od roku 1934, pozwala na szybkie i trwałe wykonanie nasypów wraz z posadowieniem ich na pokładach gruntu nośnego na odcinkach, przechodzących przez błota.

Rys. 1. ilustruje przebieg robót przy stosowaniu wspomnianej metody. Początkowo wykonuje się nasyp ziemny z dużą nadwyżką wysokości. Nasyp ten pod wpływem swego ciężaru częściowo już w czasie usypywania przeni-



Rys. 1.



Rys. 2.



Rys. 3.



Rys. 4.

ka w pokłady gruntu słabego i wytłacza je na boki, jak wskazuje rys. 1-I. Po wykonaniu tego nasypu pod jego podstawą i z boków, na poziomie gruntu nośnego, na którym ma spocząć podstawa nasypu, zakłada się miny, o ciężarze dochodzącym do 150 kg każda w zależności od miąższości pokładów błota i wysokości wznoszonego nasypu. Rozmieszczenie min wskazane jest schematycz-

Przebieg procesu wybuchów przedstawiony jest schematycznie na rys. 1-II i 1-III. Z rysunków tych wynika, że początkowo wysadzane są miny boczne, które przerywają boczny opór gruntu, potem zaś miny środkowe, które spełniają właściwe zadanie usunięcia gruntu spod podstawy nasypu.

Otwory dla założenia min wykonywane są poprzez nasyp i pokłady gruntu słabego przy pomocy specjalnych przyrządów, składających się z drąga stalowego, zakończonego u dołu specjalnym wieńcem z rurkami do przepuszczania strumieni wody. Przyrządy te opuszcza się w grunt przy pomocy wplukiwania strumieniem wody pod ciśnieniem do 8 atmosfer. Rys. 2 przedstawia fotografię takiego przyrządu, rys. 3 partię robotników przy pracy nad wykonywaniem otworu, rys. 4. zaś opuszczanie miny do wykonanego uprzednio otworu.

Na zakończenie odczytu był zademonstrowany film, przedstawiający wykonanie robót „metodą wybuchową” na odcinku autostrady pod Saarmund pod Berlinem.

W miejscu tym trasa autostrady na długości około 320 m prowadzi przez błota o miąższości pokładów maks. 11 m średnio 8—9 m. Wysokość nasypu od poziomu jezdni do pokładów gruntu nośnego wynosi przeciętnie 16 — 17 m, łącznie na omawianym odcinku należało wytlóczyć przeszło 170000 m³ błota.

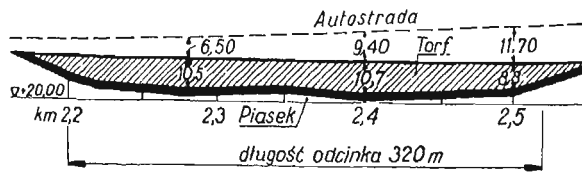
Prace nad opuszczeniem nasypu wykonano w dwu fazach.

W pierwszej fazie: wykonano nasyp o szerokości w koronie 12 m i o wysokości około 8 m ponad powierzchnią terenu, po czym założono miny o łącznej ilości przeszło 12000 kg materiału wybuchowego (donaritu). Po wywołaniu wybuchów nasyp pogrążył się na głębokości przeszło 7 m.

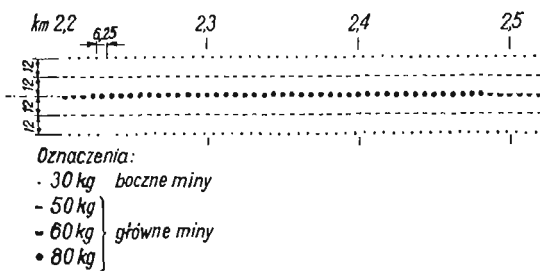
W drugiej fazie nasyp ten został ponownie nadsypany do wysokości 8 m ponad powierzchnią terenu, poszerzony w koronie do 28 m i pogrążony przy pomocy przeszło 20000 kg materiału wybuchowego.

Po drugiej fazie robót podstawa nasypu osiągnęła poziom gruntu nośnego.

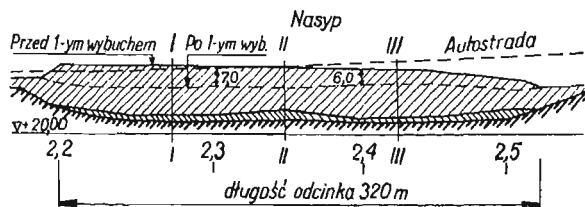
Rys. 5 przedstawia przekrój podłużny danego odcinka błota, rys. 6 — rozmieszczenie min, rys. 7. zaś nasyp przed- i po wybuchach w pierwszej fazie robót.



Rys. 5.



Rys. 6.



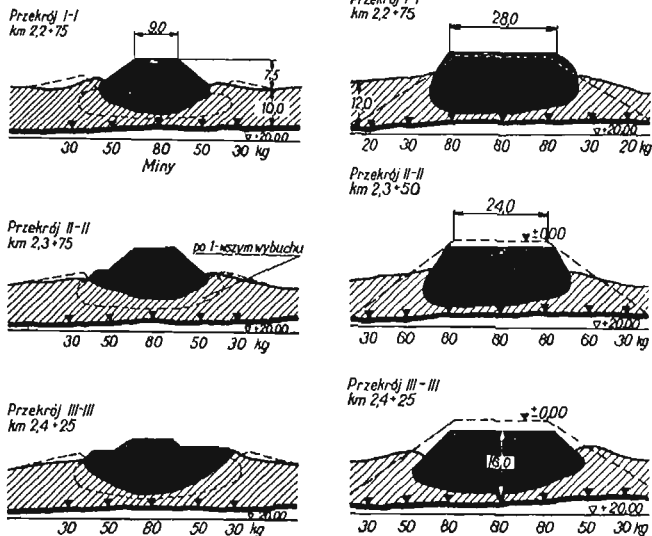
Rys. 7.

nie na rys. 1-I. Po założeniu min powoduje się ich wybuchy, przez co pokłady gruntu słabego pod podstawą nasypu zostają przerwane, nasyp zaś sam osiada, wytłaczając na boki przerwane pokłady błota i ustala się na poziomie pokładów gruntu nośnego (rys. 1-IV i 1-V).

Na rys. 8 i 9 przedstawione są przekroje poprzeczne nasypu przed i po wybuchu w I i II fazie.

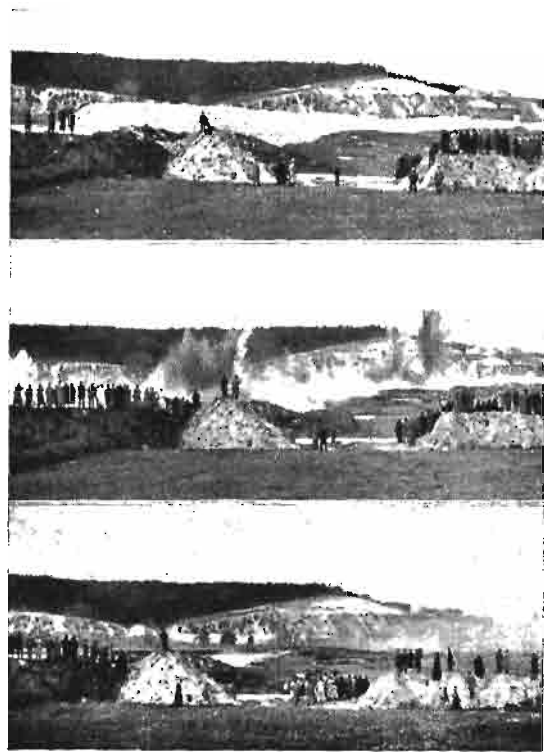
Fotografie (rys. 10, 11 i 12) ilustrują kolejno: stan nasypu przed wywołaniem wybuchów, w czasie wybuchów i po wybuchach.

Po wygłoszonym odczycie odbyła się ożywiona



Rys. 8.

Rys. 9.



Rys. 10, 11 i 12.

dyskusja, w czasie której prelegent udzielił szeregu odpowiedzi i wyjaśnień oraz wypowiedział swoje poglądy odnośnie wpływu drenazu podłużnego, poprzecznego

i rowów bocznych na zabezpieczenie nawierzchni przed działaniem mrozu, odnośnie wymagań technicznych dla warstw izolacyjnych z piasku itp.

RECENZJE

Prof. Dr Inż. Józef Jáky: „Klasyczna teoria parcia ziemi ze szczególnym uwzględnieniem ruchu muru oporowego”.

Autor omawia w swej pracy dokładnie teorię parcia ziemi na podstawie klasycznego równania na parcie ziemi Rankina. Niezgodności, które powstają przy obliczeniach według tej teorii, stara się wyeliminować przez przyjęcie zamiast płaskiej, krzywą płaszczyznę odłamu. Bada on kinetyczne formy zaburzenia równowagi: pochylenie i równoległe przesunięcie. Ustala spośród podwójnie nieskończonej ilości rozwiązań jedyne miarodajne rozwiązanie. Praca ta nie jest wyłącznie naukowo interesująca, ma ona jeszcze wybitną wartość praktyczną. Konstrukcje budowlane obliczone na podstawie tej teorii posiadają dane o natężeniu o wiele bliższe prawdy fizycznej, niż te obliczone według teorii Rankina.

Prof. Dr Inż. Józef Jáky i Inż. Stefan Horvath: „Teoretyczna i praktyczna mechanika gruntu”.

Praca ta, wydana w języku węgierskim obejmuje 119

stron. Oddany tu jest w niezwykle jasny sposób, na podstawie bogatych niemieckich i angielskich rezultatów badań, dzisiejszy stan teoretycznej i praktycznej mechaniki gruntu. Część pierwsza zawiera praktyczne branie próby w terenie, ogólnie znane w mechanice gruntu i używane stałe wartości charakteryzujące glebę i ich przeznaczenie. W drugiej części zajmują się autorzy praktycznymi badaniami przy robotach ziemnych. Bardzo szczegółowo opracowana jest (częściowo na podstawie własnych prac) teoria parcia ziemi. Ostatni rozdział jest krótkim zebraniem teorii osiadania fundamentu i osiadania i fundowania.

Praca ta jest wartościowa zarówno dla studiującego technika jak i dla inżyniera, pracującego przy projektach konstrukcji budowlanej, a równocześnie jest doskonałym podręcznikiem dla geologa pracującego przy badaniu gruntu pod fundamenty, obsuwaniu się ziemi itp. Byłoby pożądane, by praca ta ukazała się w tłumaczeniu polskim.

Kraków, dn. 11.III.1939 r.

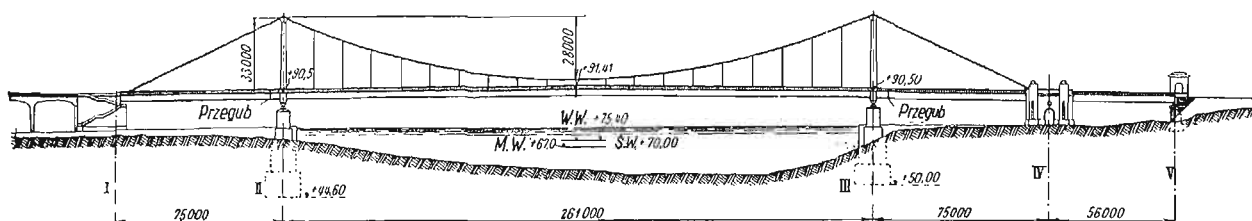
(—) Inż. Wojciech Pogány

Popierajmy budowę »DOMU INŻYNIERA« w Gdyni

Konto P. K. O. 803.162

Z PRASY TECHNICZNEJ

MOST NA SAWIE W BELGRADZIE



Mniej więcej w środku między dwoma mostami kolejowymi przez rzekę Sawę zbudowany został w latach 1930—1934 nowy most drogowy łączący stolicę Jugosławii Belgrad z Zemunem. Podpory mostu wykonała firma francuska Batignolles, konstrukcję stalową przęseł zamówiono na podstawie rozrachunków reparacyjnych w firmie niemieckiej Gutenhoffnungshütte w Oberhausen, która współpracowała z firmą Man Werk Gustavsburg. Całkowity koszt mostu wynosi około 12 milionów marek niemieckich i dzieli się prawie po połowie między podpory i przęsła.

Główne wymiary mostu podaje rys. 1. Jezdnia ma szerokość 12 m, chodniki (na zewnątrz dźwigarów) po 3 metry.

Opisywany most jest mostem wiszącym, przy czym kable są zakotwione w dźwigarze usztywniającym. Cały most działa więc właściwie jak belka dwuwspornikowa, dając tylko pionowe naciski na podpory, co wraz z niezależnością sił i momentów od ugięć sprężystych stanowi niewątpliwą zaletę tego systemu w porównaniu z właściwymi mostami wiszącymi, które wymagają kosztownych przyczółków do zakotwienia kabli. Wadą natomiast zastosowanego systemu jest złożona konstrukcja połączenia kabla z dźwigarem usztywniającym, konieczność obliczania tego dźwigara nie tylko na zginanie, ale i na znaczne siły ściskające, co podnosi koszt konstrukcji stalowej, wreszcie zwiększone koszty budowy wskutek konieczności wykonywania montażu na rusztowaniach, zbędnych przy budowie właściwych mostów wiszących. W konsekwencji autor artykułu (F. Bohny) uważa, że w poszczególnych wypadkach należy przeprowadzić

ściłą kalkulację, czy oszczędność na koszcie podpór osiągnięta przez zakotwienie lin w dźwigarze usztywniającym zrównoważy wzrost kosztów przęseł i montażu.

W dalszym ciągu autor opisuje konstrukcję kabli złożonych z 37 lin (liny składają się z drutów okrągłych, klinowych i profilowych o wytrzymałości 145—135 kg/mm², średnica zewnętrzna każdej liny wynosi 66 mm), sposób połączenia kabli z dźwigarami usztywniającymi, transport lin, pomiar ich długości i montowanie kabli.

W moście belgradzkim nie rozwiązano, podobnie jak i w innych, zagadnienia zapełnienia małych trójkątnych luzów między poszczególnymi linami kabli nośnych. Luzy te stanowią niebezpieczeństwo, ułatwiając dostęp czynnikom atmosferycznym. W moście belgradzkim wypełniono szczeliny między linami na obwodzie kabla specjalnym kitem i pomalowano farbą. Właściwym rozwiązaniem tej sprawy byłoby jedynie wodoszczelne otulenie całego kabla lekkim nierdzewnym metalem.

Do budowy mostu użyte były stale: St. 37 (1122 t) i St. 52 (4403 t). Ciężar lin wynosi 848 t, a ogólny ciężar konstrukcji stalowej wraz z oddzielnym przęsłem na brzegu belgradzkim 7186 t.

W zakończeniu artykuł zawiera szczegółowy opis próbnego obciążenia, w czasie którego przeprowadzono szereg ciekawych pomiarów przy udziale prof. Roşa z Zurichu. Próby stwierdziły, że most odpowiada w zupełności obowiązującym przepisom.

(„Der Bauingenieur“ Nr 1/2 1939 r.)

J. M.

ZBIORNIK GAZU W KOPALNI NORDSTERN W GELSENKIRCHEN-HORST

W Niemczech zbudowano największy na świecie zbiornik gazu o pojemności 600.000 m³. Jest to zbiornik cylindryczny o średnicy 80 m i wysokości 135 m.

Boczne ściany zbiornika z blach o grubości 7 do 5 mm usztywnione są pierścieniowo i pionowo. Konstrukcja jest spawana, przy czym od strony wewnętrznej szwy poziome zostały sheblowane, aby uzyskać zupełnie gładką powierzchnię.

Dno zbiornika zostało wykonane w kształcie kopuły opartej na obwodzie. Dzięki temu tzw. szkody górnicze tj. osiadanie, przesuwanie się i inne możliwe ruchy gruntu mogące spowodować przechylenie się zbiornika nie są groźne, gdyż podnosząc i podklinowując pierścień można zawsze doprowadzić go do położenia poziomego. Oparcie zbiornika na obwodzie ma i tę zaletę, że nie ma potrzeby zakotwienia pierścienia, gdyż nigdzie nie występuje rozciąganie. Wreszcie usunięcie się $\frac{1}{3}$ części fundamentu nie narusza stateczności zbiornika opartego wtedy na $\frac{2}{3}$ swego obwodu.

Po gładkiej wewnętrznej powierzchni zbiornika ślizga się tłok zamykający. Kształt jego dolnej powierzchni jest bardzo zbliżony do kształtu dna, wobec czego martwa przestrzeń została właściwie zredukowana do zera. Balast w postaci bloków betonowych umieszczono w tłoku tak głęboko, że powstała znaczna odległość między punktem przyłożenia ciśnienia gazu, który można uważać za punkt zawieszenia tłoka, i środkiem ciężkości tłoka. Osiągnięto w ten sposób b. stateczną równowagę, gdyż w razie przypadkowego przechylenia się tłoka następuje automatyczne wyrównanie się jego poziomu.

Po wypuszczeniu gazu powstaje między tłokiem i dnem pewna swobodna przestrzeń umożliwiającą dostęp, w której umieszczone są urządzenia do podparcia tłoka.

Specjalny opatentowany system uszczelnienia zastosowano między wewnętrzną powierzchnią zbiornika i tłokiem tocącym się po niej na drewnianych rolkach. Stal nie dotyka tu nigdzie stali, wskutek czego iskrzenie jest wykluczone. By zmniejszyć tarcie i zużycie uszczelnienia, zastosowano smarowanie wewnętrznych ścian zbiornika.

W dalszym ciągu artykułu następuje opis wentylacji, oświetlenia, wskaźników zawartości zbiornika, dźwigów

i urządzeń rewizyjnych, doprowadzenia gazu i urządzeń bezpieczeństwa.

Przy swych imponujących rozmiarach zbiornik dzięki celowej konstrukcji i starannie przemyślanym urządzeniom jest zabezpieczony przeciwko ruchom terenu, parciu wiatru, nagrzewaniu przez promienie słoneczne i przypadkowym zaburzeniom w eksploatacji.

(„Beton u. Eisen“ Nr 1, 1939 r.).

J. M.

PRĘDKIE WYKONANIE BUDYNKU SZKIELETOWEGO

W końcu stycznia 1938 r. rozpoczęto pierwsze prace przy założeniu fundamentów budynku szkieletowego w Newark w Stanach Zjednoczonych. Po ośmiu miesiącach budynek był już całkowicie gotów do użytku. Składa się on z czterech oddzielnych części i posiada w sumie 792 pokoje w 272 mieszkaniach. Na prędkość wykonania duży wpływ miała organizacja robót i użycie znormalizowanego deskowania. Dwie części budynku mają po 9 pięter i dwie drugie po 10. Całkowita kubatura budynku wynosi ok. 58,000 m³. Wysokość każdego piętra wynosi tylko 2,70 m.

Mieszkania mają od 2 do 6 izb przy czym 5. i 6-izbowych jest znacznie mniej niż innych.

Przeciętne wymiary pokoi są następujące:

sypialnie	3,66 × 4,57 m
pokoje mieszkalne („living rooms“)	3,66 × 5,49 m
kuchnie	2,74 × 3,05 m
łazienki	2,13 × 1,72 m

Szkielet budynku wykonano całkowicie z żelbetu i posadowiono na palach żelbetowych sięgających skały. Ściany wykonano z cegły — pełnej na zewnątrz i pustaków wewnątrz. Sufity nie posiadają tynków. Pomalowano bezpośrednio płytę żelbetową. Było to możliwe ze względu na wyheblowanie deskowania. Budynek posiada — 21,000 m² stropów grubości od 10 do 12 cm.

Ze względu na to, że przerwy dylatacyjne zdaniem kierownictwa robót nie dają dobrych wyników, nie wykonano żadnych dylatacyj. Kierownictwo jest przygotowane na pojawienie się pewnych pęknięć, które zresztą nie będą znaczne ze względu na nieregularną formę budynku w planie. Uwzględniając odkształcenia termiczne płyty dachowej, nadano słupom poddasza dodatkowe uzbrojenie.

Wymiary słupów w planie na różnych piętrach były inne. Wykonano rysunek na którym oznaczono wszystkie wymiary jeden na drugim. Plan ten okazał się bardzo pożyteczny na budowie i znacznie uprościł pracę przy wykonaniu deskowań dla słupów. Ponieważ plan betonowania przewidywał wykonanie jednego piętra tygodniowo, używano z początku specjalnego szybko twardniejącego cementu. W trakcie robót jednakże przerzucono się na zwykły cement, który wcale nie hamował pracy. Była zorganizowana specjalna kontrola betonu, która sowsicie się opłaciła dając beton pierwszorzędnej jakości.

Engineering News—Record (15 Grudnia 1938 r)

P. S.

TYPOWE MOSTY DROGOWE

Inż. Buschmann w artykule ogłoszonym w „Bautechnik“ omawia różne typy mostów drogowych dla małych prześle. Przychodzi on do wniosku, że najlepszy typ stanowi kombinacja dźwigarów stalowych z płytą żelbetową. Dźwigary mostów jednoprzęsłowych autor poleca wykonywać z profilów walcowanych, w mostach zaś dwuprzęsłowych i innych lepiej zastosować belki spawane, które dają

oszczędność w stali. Kombinacja dźwigarów stalowych z płytą żelbetową daje mniejszą wysokość konstrukcyjną, wykonanie wymaga mniej czasu i może być powierzona mniej wykwalifikowanym przedsiębiorcom; obliczenia również są prostsze.

Autor poleca całkowite obetonowanie dźwigarów stalowych. (W Polsce mosty typowe mają również dźwigary stalowe połączone z płytą żelbetową, lecz nie są obetonowane). Półka dolna dźwigarów musi być przy tym owinięta siatką drucianą. Mosty o rozpiętości do 8 m najoszczędniej wykonywać jest bez dźwigarów i dawać po prostu pełną płytę żelbetową (bez żeber).

Die Bautechnik (1 Stycznia 1939 r.)

P. S.

PAŁAC RADIA W BRUKSELI

Głównym zagadnieniem konstrukcyjnym przy projektowaniu ostatnio wykończonego Domu Radia w Brukseli była akustyczna izolacja studiów. Budynek mieści łącznie 19 studiów, z którego jedno, o kubaturze 15 tysięcy m³, jest dziś największym na świecie. Wszystkie studia zgrupowane zostały w dwóch wieżach o konstrukcji ceglanej zajmujących środkową część gmachu. Jako zasadę izolacyjną przyjęto tu otoczenie każdego ze studiów ze wszystkich stron pustą przestrzenią, zwaną sferą ciszy. Poza tym izolację akustyczną zapewniono bądź przez stosowanie murów o grubościach dochodzących do 1 m, bądź też przez cienkie ścianki złożone z dwóch murów w pół cegły, pomiędzy którymi znajdują się dwie płyty izolacyjne azbestowe przedzielone jeszcze warstwą korka. Drgania stropów tłumione są przez podkładki korkowe ułożone w miejscach oparcia belek na murach.

Dużą uwagę zwrócono też na otrzymanie jak najlepszej akustyki samych sal.

Le Génie Civil (11 Luty 1939)

inż. E. O.

KONSTRUKCJE WYSTAWY NOWOYORSKIEJ

Dnia 30 kwietnia br. nastąpić ma w Nowym Yorku otwarcie wystawy międzynarodowej, której hasłem będzie pokazanie przyszłego życia ludzkości, tak jak je sobie możemy wyobrażać w świetle ostatnich osiągnięć i przewidywanych kierunków rozwojowych nauki i techniki.

Tereny wystawowe obejmujące powierzchnię 500 hektarów znajdują się nad brzegami Wschodniej Rzeki (East River), około 10 km na wschód od centrum Manhattanu. Tereny te były pierwotnie niemal że puste i przeważnie bagniste, na część z nich wywożono popiół, którego pokłady dochodziły do 40 m grubości. Po zadecydowaniu wyboru tych właśnie terenów rozpoczęto kilka lat temu wielkie roboty nad przystosowaniem ich pod wystawę. Cały teren zniwelowano, przy czym roboty objęły przeszło 5 milionów m³ ziemi, zapewniono jego odwodnienie przez wykopanie dwóch jezior i uregulowanie przepływającej środkiem rzeki, wykonano niezbędne przesunięcia torów kolejowych i dróg, wreszcie cały teren obsadzono roślinnością.

Ze względu na słabość gruntu wszystkie większe budynki wystawy fundowane są na palach drewnianych, przy czym pale pod obiekty ważniejsze nasycane były kreozotem. Główlice pali łączono z reguły stopami betonowymi. Biorąc pod uwagę możliwość nierównomiernego osiadania zgęszczono szczeliny dylatacyjne większych budynków, przewidując poza tym ewentualną konieczność regulowania wzajemnego położenia poszczególnych ich części przy pomocy lewarów.

Srednią wysokość budynków przyjęto na 14 m. Ograniczenie to opiera się na doświadczeniach wyniesionych z innych wystaw, na których wyższe piętra pawilonów były prawie że nieodwiedzane, projektowanie zaś zbyt wysokich hal wystawowych uznano za niepotrzebną rozrzutność.

Konstrukcję budynków starano się znormalizować opracowując szereg zasadniczych typów jej elementów. Kombinacja tych typów pozwoliła na projektowanie różnorodnych pomieszczeń najbardziej odpowiadających celom wystawowym. Tak na przykład dla pawilonów zawierających poszczególne stoiska uznano za najcelowsze galerie o wysokości i szerokości po 6 m, ze stoiskami również 6-metrowymi.

Szkielety budynków wykonane są ze stali, ochronę której od działania ognia obliczono z warunku, aby cała konstrukcja wytrzymała półgodzinnie trwanie intensywnego pożaru.

Najciekawszymi konstrukcjami wystawy są: wieża trójkątna i kulisty budynek panoramy.

Wieża wysokości 186 m opiera się na planie trójkątnym. Trójkąt ten ma w podstawie wieży bok zaledwie 19 m, a w jej wierzchołku — 0,80 m, co daje efekt wielkiej strzeżystości. Konstrukcja wieży jest kratowa do wysokości 152 m, a pełna powyżej tego poziomu, ogólny jej ciężar wynosi 774 tony. W kilku poziomach wieży znajdują się będą platformy dostępne przy pomocy wind. Z platform tych rozciągać się będzie widok na całą wystawę.

Bezpośrednio przy wieży znajdują się będą kulisty budynek panoramy mającej obrazować przyszłe życie ludzkości. Konstrukcja posiada tu kształt kuli wydrążonej o średnicy zewnętrznej 56,46 m i wewnętrznej — 49,58 m. Zasadniczym elementem konstrukcji są dźwigary południkowe o wysokości minimalnej (w wierzchołku) 1,525 m. Dźwigary te w liczbie 32 rozchodzą się z otaczających bieguny kuli pierścieni i połączone są 15 dźwigarami równoleżnikowymi. Otrzymana stąd siatka usztywniona jest zastrzałami. Obciążenie konstrukcji przekazuje się na pierścień o średnicy 21,95 m, opierający się na ośmiu słupach. Cała konstrukcja waży 1855 ton. Dźwigary południkowe dostarczone zostały na budowę w kilku częściach. Dolną połowę kuli montowano wspornikowo począwszy od dolnego bieguna, do montażu zaś górnej części wykonano wewnątrz kuli rusztowanie oparte na części dolnej. Wewnątrz kuli znajdują się będą dwie ruchome platformy pozwalające na oglądanie panoramy. Wejście na te platformy odbywa się przy pomocy mostku z jednej z dolnych platform wieży. Przed obliczeniem obu konstrukcji wykonano na modelach doświadczenia nad wpływem na nie parcia wiatru.

Komunikacja miasta z terenem wystawy zapewniona będzie przez koleje podziemne i nadziemne, tramwaje, autobusy i autocary. Przy projektowaniu komunikacji określono maksymalną dzienną frekwencję na 600 tysięcy, przy czym same tylko linie kolejowe będą mogły przewieźć do 100 tysięcy osób na godzinę.

Le Génie Civil (21 stycznia 1939).

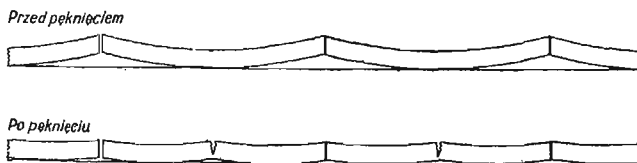
inż. E. O.

WALKA Z FALOWANIEM NAWIERZCHNI BETONOWEJ

W Stanach Zjednoczonych wykonano szereg doświadczeń celem lepszego oświetlenia przyczyn falowania nawierzchni dróg betonowych i walki z nimi. Dla wykonania pomiarów powstających nierówności uruchomiono długi wózek na trzech kółkach. Pośrodku wózka znajduje się czwarte koło, którego oś jest ruchoma w kierunku pionowym. Odpowiedni przyrząd notuje odchylenia pionowe osi tego koła podczas ruchu wózka. W ten sposób mierzy się

odchylenia pomiędzy nawierzchnią a płaszczyzną przeprowadzoną przez punkty oparcia trzech pozostałych kół.

Szeregiem pomiarów udowodniono, że dobrze wykonana droga betonowa po ukończeniu jest zupełnie gładka. Z czasem jednakże płyty wyginają się. Powstają w ten sposób fale, przy czym szczeliny dylatacyjne stanowią ich grzbiety. Zjawisko to tłumaczy się wysychaniem powierzchni betonu i kurczeniem się płyty. Występuje ono najwyraźniej podczas upałów i suchej pogody. Natomiast po deszczach płyty dążą do wyprostowania się. Zjawisko to występuje mniej wyraźnie, o ile podłoże łatwo przepuszcza wodę. Obserwacje wykazały, że po 6 — 12 miesiącach płyty pękają mniej więcej pośrodku rozpiętości. Fale robią się wtedy krótsze i powierzchnia równiejsza (rys.). Istnieje



przypuszczenie, że falowanie płyt jest spowodowane pęcznieniem podłoża w miejscach szczelin pod wpływem przenikającej pod płytą wody. Lecz gdyby było rzeczywiście tak, to najwięcej falowała by się płyta po deszczach, tymczasem zachodzi zjawisko wręcz przeciwne.

Z przeprowadzonych doświadczeń wynika, że w celu otrzymania jak najrówniejszej powierzchni trzeba:

1) Dawać poprzeczne szczeliny dylatacyjne częściej, zmniejszając zarazem ich grubość. Trzeba więc robić płyty krótsze.

2) Dawać mniej cementu na 1 m³ betonu. Obecnie robi się beton zbyt mocny, a układa się on warstwą zbyt cieką. Trzeba więc kosztem zmniejszenia ilości cementu pogrubić nawierzchnię betonową, dzięki czemu zmniejszy się jej falowanie.

Engineering News—Record (22 Grudnia 1938 r.)

P. S.

NOWA LINIA KOLEJOWA W PERSJI

Niedawno zakończono budowę linii kolejowej Bandar Shah — Teheran — Bandar Shapur, która łączy Zatokę Perską z morzem Kaspijskim. Długość tej linii wynosi około 1400 km, przecina ona całe państwo z południa na północ. Budowę rozpoczęto dopiero w 1926 r. chociaż mówiono o niej już 45 lat temu. Kolej przechodzi przez tereny bardzo góryste. Posiada ona około 250 tuneli (jeden długości 3 km).

Budowa kosztowała 140,000,000 \$. Na ten cel Rząd perski nie zaciągał żadnych pożyczek. Kolej budowały najpierw firmy niemieckie i amerykańskie, później duńskie.

Obecnie w projekcie jest budowa kolei Teheran — Tabriz. Ma ona połączyć stolicę z siecią kolei rosyjskich.

Engineering News—Record (22 Grudnia 1938 r.)

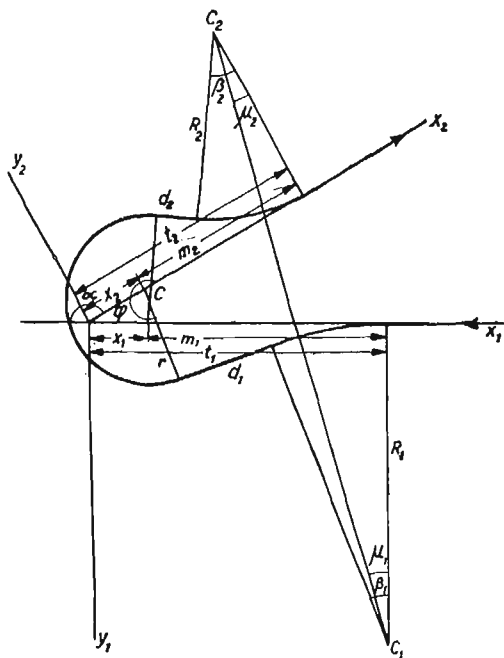
P. S.

PROJEKTOWANIE SERPENTYN

Zagadnienie serpentyn drogowych nie jest jeszcze dostatecznie oświetlone w literaturze fachowej.

Odróżniamy serpentyny symetryczne i niesymetryczne w zależności od położenia dwusiecznej kąta wierzchołkowego względem kierunków trasy drogowej przed i za serpentyną.

W serpentynie odróżniamy: łuk koła zasadniczy, dwa łuki pomocnicze i dwie wstawki proste.



Rys. 1.

Omawiany artykuł przytacza gotowe wzory matematyczne dla wyznaczenia serpentyny symetrycznej i niesymetrycznej oraz wzory dla obliczenia robót ziemnych przy danym jednostajnym kącie pochylenia terenu.

Wyprowadzenie tych wzorów zostało przez autora pominięte.

„Stroitelstwo dorog”, Nr 2/1938.

NOWY SPOSÓB WYKONANIA STROPÓW ŻEBROWYCH

Stropy żebrowe wykonuje się obecnie prawie wyłącznie z maskującą żebra płytą dolną, która nie tylko daje lepszą termiczną i akustyczną izolację lecz również przyczynia się do lepszego oświetlenia i wyglądu pomieszczenia. Pomiędzy dolną i górną płytą stropu umieszcza się albo deskowanie żebrowe, albo najrozmaitszej formy pustaki.

Niedawno zastosowano nowy sposób przy którym deskowanie i pustaki są niepotrzebne. Pustą przestrzeń między żebrowymi wypełnia się gumowymi workami z napompowanym powietrzem (1,5 atm.).

Każdy taki worek gumowy znajduje się jeszcze w dwóch workach płóciennych, które go chronią od uszkodzeń. Worki te umieszcza się w odpowiednich odstępach na poprzednio wykonanej płycie dolnej i pomiędzy nimi układa się uzbrojenie żebrowe. Po zabetonowaniu całości i dostatecznym stwardnieniu betonu (wystarczy 24 godziny) powietrze z worków wypuszcza się i worek gumowy i zewnętrzny płócienny wyciąga się z łatwością. Zewnętrzny worek płócienny, przylepiony do świeżego betonu, wyciąga się, wywracając go na lewą stronę. Po wyczyszczeniu służy on do następnych stropów.

Dla napompowania jednego worka dł. 6,80 trzeba 4 minuty.

Wykonany strop odznacza się lekkością i niskim kosztem.

Beton und Eisen (20 Stycznia 1939 roku)

P. S.

RURY ŻELAZNE Z PŁASZCZEM BETONOWYM

Metoda stosowania płaszcza ochronnego dla rur przewodowych w Kalifornii praktykowana ostatnio w celu przedłużenia ich używalności zyskała, jak podaje Eng. News—

Rec., ogólną aprobatę, gdyż szczególnie przy stosowaniu jej w instalacjach wodociągowych uniknąć można częstych i kosztownych remontów oraz niepożądanych przerw w zapatrywaniu danego terenu w wodę.

Urządzenie do produkcji płaszcza betonowego stanowi pewien rodzaj wózka, który poruszać się może na danej instalacji. Na nim umieszczono motor o mocy 3 KM, który wprawiając w śrubowy ruch bęben koncentrycznie obejmujący rurę, tworzy betonowy płaszcz pomiędzy nią a bębniem i posuwa całe urządzenie naprzód. Dalej przy pomocy leja beton zostaje ułożony na rurze i doprowadzany do szufelkowatych ramion, które obracając się razem z bębniem wyciskają beton na rurę. Z chwilą osiągnięcia przez beton koniecznej gęstości dzięki ciśnieniu tych ramion, cały aparat przesuwa się somocześnie naprzód. Przed założeniem płaszcza usuwa się rdzę z rury i naprawia wszelkie nieszczelności, np. na złączach. Aparat ten jest wyposażony w regulator umożliwiający ustalenie grubości płaszcza betonowego zależnie od potrzeby, w granicach od 15 mm do 5 cm. Dla rur o średnicy 60 cm całe takie urządzenie bez obciążenia równoważącego waży około 180 kg. Szybkość z którą odbywa się praca wynosi od 30 cm do 1,2 m/min, zależnie od średnicy rury i grubości płaszcza.

Do usuwania rdzy stosuje się urządzenie mechaniczne, oczyszczające rury przy pomocy wokół nich obwieszanego łańcucha, wprawianego w bardzo szybki ruch przez motor.

Poza zastosowaniem wspomnianej metody przy instalacjach wodociągowych stosuje się ją również przy urządzeniach przeznaczonych do przewodu olejów.

Według danych amerykańskich koszt produkcji płaszcza waha się od 3,00—15,00 zł za mb, przy średnicach rur od 10 do 40 cm i grubości od 2 do 4 cm.

(Beton n. Eisen, str. 74, 1939 r.)

J. N-T.

SPROSTOWANIE

W numerze 2 „Inżynierii i Budownictwa” wydrukowano mylnie nazwisko Autora pracy pt.: „Podział pola trapezu na równe części”, które winno brzmieć Mikołaj Sanżarewski, a nie Mikołaj Saużarewski. Za omyłkę tę Redakcja najuprzejmiej przeprasza.

ERRATA

W art. inż. Hauk-Bosaka pt.: „Wzory dla obliczania słupów żelbetowych uzwojowych względnie oplaszczonych”, wkradły się następujące omyłki drukarskie:

str.	szpalta	wiersz	zamiast	powinno być
66	lewa	14 od dołu	przez „w”	przez „ω” (omega)
67	tabela 2		356,8	350,8
„	tabela 3		0,5	5,0
68	prawa	4 od góry	„F _r może być”	„F _r nie może być”
„	lewa	5 w. przykładu	K _b ^r = kg/cm ²	K _b ^r = 100 kg/cm ²
„	lewa	1 od dołu	γ = $\frac{6,3}{\sigma_u}$ cm	γ = $\frac{6,3}{cm}$
69	lewa	17 od dołu	zamiast	powinno być
			$\delta = \frac{P - 2F_r k_b}{\frac{\nu}{2} k_z \pi D_r}$	$\delta = \frac{P - 2F_r k_b}{\frac{\nu}{2} k_z \pi D_r} = 0,1 \text{ cm}$
			0,1 cm	
69	prawa	17 od góry	zamiast	powinno być
			$\sigma_z = \frac{100(00 - 35(1256 + 0,27 \cdot 1017))}{2,1 \cdot 22,2}$	$\sigma_z = \frac{100(00 - 35(1256 + 0,27 \cdot 1017))}{2,1 \cdot 12,2} = 1815 \text{ kg/cm}^2$
			1815 kg/cm ²	
			powinno być $\sigma_z = \frac{100000 - 65(1256 + 0,27 \cdot 1017)}{2,1 \cdot 12,2}$	$\sigma_z = \frac{100000 - 65(1256 + 0,27 \cdot 1017)}{2,1 \cdot 12,2} = 1815 \text{ kg/cm}^2$
			1815 kg/cm ²	

PRZEGLĄD PRASY

PRZEGLĄD BUDOWLANY Nr 2 — organ Stow. Zaw. Przemysłowców Bud. R. P. zawiera artykuły B. Zolańdowskiego — „Z zagadnień spożycia materiałów budowlanych”, J. Siedleckiego „Księgowość przedsiębiorstw budowlanych w świetle okólnika Min. Skarbu z dn. 5.VI 1936 r.”, Dr C. Klosia „Na marginesie książki „Analiza robót bud. M. S. Wewn.”, Inż. S. Kolodziejczyka „XV. Kongres Ogrzewania i Wentylacji w Berlinie”, prof. W. Zenczykowskiego „Izolacje dźwiękowe w zastosowaniu praktycznym”, J. Suwałskiego „Wykonanie fundamentów gmachów T. K. M. podczas mrozów”, Dr B. Bukowskiego „Strop „Ledóchowski”, Dr W. Skalmowskiego „Z prac w lab. badania wapna przy D.I.B. Pol. Warsz.”, B. Polkowskiego „Zaopatrzenie w instalacje budynków w Gdyni na podstawie wyników spisu ludn. m. Gdyni z 1936 r.”, oraz Dr J. Münzera „Wpływ autarkii na budownictwo w Italii”. Poza tym dział „Z doświadczeń i obserwacji”, bogaty przegląd prasy, niedyskrecje budowlane i kronika życia budowlanego.

WOŁYŃSKIE WIADOMOŚCI TECHNICZNE Nr 2 — organ Wołyńskiego Stowarzyszenia Techników. Inż. S. Boryssowicz w art. „Motoryzacja momentem zwrotnym w polityce gospodarczej”, podaje ciekawy projekt realizacji tego problemu gospodarczego i jego uzasadnienie. Inż. M. Kolmakow — rozpatruje w dalszym ciągu „Możliwości i zasady racjonalnej eksploatacji torfu na Wołyniu”, a inż. J. Łysy — omawia „Rozbudowę elektrowni miejskiej w Krzemieńcu”. Poza tym wiadomości z życia organizacyjnego i aktualia techniczne Wołynia.

PRZEGLĄD POŻARNICZY Nr 2 — organ Związku Straży Pożarnych R. P. Inż. J. Kowalczyk pisząc „W sprawie zaopatrzenia wodnego dla celów pożarniczych” zwraca uwagę na konieczność skoordynowania akcji zaopatrzenia wodnego tak ze względów ekonomicznych jak i działań wojennych. J. Eichhorn — omawia „Pożary samolotów i walkę z nimi”, a inż. J. Kowalczyk w dalszym ciągu rozważając problem samochodu pożarniczego w art. „O właściwy samochód pożarniczy” — zdaje sprawę z próbnych jazd na trasie dług. około 1200 km. Artykuły inż. F. Kowalskiego „Ustalanie i usuwanie uszkodzeń w motopompach”, oraz „Instalacja elektryczna motopomp” zamykają treść numeru. Poza tym cały szereg aktualności strażackich i kronika.

DOM OSIEDLE - MIESZKANIE Nr 1 — Organ Polskiego Tow. Ref. Mieszkaniowej. Numer jubileuszowy z okazji dziesięciolecia istnienia pisma, poświęcony w całości pamięci T. Toeplitza. Artykuły S. Junkiewicza, J. Jan-kowskiego, L. Berbeckiego, A. Dawidowskiego, Krzecz-kowskiego, Tolwińskiego i innych — omawiają bogatą działal-

ność zawodową, społeczną i polityczną ś.p. Teodora Toeplitza.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 3 — Prof. W. Wierzbicki — zdaje sprawę z „V Międzynarodowego Kongresu Mechaniki Stosowanej”, który odbył się w St. Zjednocz. A. P. we wrześniu ub. r., a inż. Z. Multan w art. p.t. „Wisła jako droga wodna” — roztrząsa zagadnienie Wisły jako drogi komunikacyjnej. O „XVI Międzynarodowym Salonie Lotniczym w Paryżu” pisze inż. J. Hoffman. Poza dalej podanym „Przeglądem prasy techn.” cały szereg drobnych wiadomości. Poza tym jako dodatki „Przegląd piśmiennictwa wojskowo - technicznego” i obszerny „Biuletyn Kola Inżynierów mierniczych”.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 4 — zawiera ciekawy teoretycznie art. K. Zarankiewicza „O ruchu rakiety kosmicznej” oraz inż. A. Pauly „Roboty głębinowe w ska-fandrach” — artykuł interesujący, dający rys historyczny rozwoju skafandra, opis prac i nurków, w którym autor nawołuje inżynierów do głębszego zainteresowania się tą dziedziną prac inżynierskich, jako dającą w wielu wypadkach dużo korzyści, a dotąd u nas niedostatecznie wyszukaną. F. Ł. — w art. „Transirańska kolej żelazna i jej znaczenie gospodarcze” rozważa problem tej drogi — z okazji jej otwarcia w sierpniu ub. r. Wiadomości bibliograficzne i bieżące zamykają ten numer. Dodatki to „Przegląd odlewniczy”, „Przegląd piśmiennictwa wojskowo - technicznego” oraz „Przegląd czasopism”.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 5. W numerze tym znajdują się artykuły: F. Rasińskiego p.t. „Problemat za-ludnienia wielkich miast”, Inż. Cz. Bieleni „Stabilizowana gлина w praktyce drogowej ostatniej doby”. Dalej artykuł omawiający ciekawostki techniczne „Wystawy międzynarodowej w Nowym Jorku”, „Przegląd pism” i Kronika wiadomości bieżących oraz dodatek „Wiadomości Towarzystwa Wojskowo - Technicznego”.

INŻYNIER KOLEJOWY Nr 2 — organ Związku Polskich Inżynierów Kolejowych. Treść numeru: Prof. Wasiutyński — „Nad grobem ś.p. J. Eberhardta”, „Właściwy człowiek na właściwym miejscu”, Inż. A. Karlsbad — „Uwagi do ref. dr Langroda p.t. „Charakterystyka trakcji elektrycznej i parowej”, oraz prof. R. Podoskiego — uwagi do tegoż artykułu dr Langroda — oraz „Odpowiedź” dr Langroda na te „Uwagi”, Inż. J. Ginsberta — „Problem ruchu w węźle Warszawy”, Dr H. Targońskiego — „Badanie psychotechniczne maszynistów, a wypadki” i Z. Kryglera — „Polscy inżynierowie twórcami linii kolejowych w Ameryce Połudn.”. Poza tym kronika krajowa i zagraniczna i przegląd prasy.

DZIAŁ INFORMACYJNY

UTRWALONY BETON NAWIERZCHNIOWY

Usiłowania nadania powłokom betonowym cech zwiększonej trwałości, uodpornienia ich przeciwko niszczeniu przez ruch ścierający i miażdżący, datuje się od dawna.

W ostatnim dziesięcioleciu inicjatywa techniczna, podejmowana w różnych krajach, w szczególności w Ameryce i Niemczech, wykazała znaczne postępy w tym kierunku. Niektóre z tych pomysłów, mniej lub więcej udanych, przenoszone są od czasu do czasu na nasz teren pod rozmaitymi nazwami.

Jeżeli chodzi o samodzielną polską inicjatywę, to ta w tej dziedzinie również nie pozostała bierna.

Wprowadzony w życie od lat ośmiu system utrwala-nia nawierzchni betonowych pod nazwą „b e z c f” według

pat. inż. Z. Białeckiego (Warszawa, Głogera 1, tel. 7-29-04) jest powyższemu przykładem.

System ten polega na wykonywaniu zaprawy cementowej do układania wszelkiego rodzaju gładzi nawierzchniowej, jak: podłogi w fabrykach, magazynach, garażach, halach targowych, koszarach, stopni, nawierzchni ulic, podwórzy, peronów, kanałów itp., zamiast z cementu z piaskiem i żwir-em, z mieszaniny cementu z pat. sztucznym kruszywem „bezet”.

Kruszywo „bezet” przedstawia mieszaninę ziarn specjalnie dobranych ogniowych stopów mineralnych, wyróżniających się wielkimi wytrzymałościami. Surowce kruszywa „bezet” są wyłącznie produktami krajowymi.

Kruszywo „bezet“ jest sortowane według odpowiedniej krzywej przesiewu, zapewniającej największą szczelność zaprawy. Przez mieszanie go z cementem i wodą, bez żadnych innych dodatków, dzięki reakcji chemicznej, jaka powstaje między wolnym wapnem cementu i zawartą w kruszywie krzemionką oraz dzięki znacznej chropowatości ziarn, powstaje nadzwyczaj zwięzła twarda masa betonowa o znakomitej odporności na ścieranie i uderzenia.

Wyniki badań Instytutów Badawczych stwierdziły, że nawierzchnia z tego utrwalonego materiału jest 3 krotnie mniej ścieralna od bazaltu a dziesięciokrotnie wytrzymałsza na uderzenia od powierzchni zwykłej gładzi cementowej z zaprawy 1:2. Oprócz tego nawierzchnia „bezetowa“ jest bezpylna, wodoszczelna, oraz nigdy śliska.

Powłoki „bezetowe“ nakładane są grubością warstwy 10—20 mm na świeży podkład z zaprawy cementowej 1:3 ułożony na mocnym podłożu. Powierzchnia powłoki może być odrabiana gładko lub szorstko.

Zastosowania w praktyce potwierdziły całkowicie wyżej przytoczone wyniki badań naukowych. Liczne zastosowania nawierzchni „bezetowych“ w ciągu kilku lat bieżących (ok. 50.000 m²) wykazały rzeczywistość ich trwałość. Pomimo pozostawania w silnym użytkowaniu od wielu lat, nie wymagają napraw.

Tak wydatnie zwiększona trwałość nawierzchni obok umiarkowanego kosztu, przedstawia inwestycję zawsze gospodarczo opłacalną i zasługuje na zainteresowanie się nią szerokich sfer gospodarczych i budowlanych.

Wysiłkiem całego Polskiego społeczeństwa technicznego, a z inicjatywy i staraniem Związku Zawodowego Inżynierów Lądowych i Wodnych w Gdyni (oddział Związku Polskich Inżynierów Budowlanych), przy współpracy miejsc. oddziału S.A.R.P.'u, powstaje w Gdyni

DOM INŻYNIERA

Stan inżynierski tak silnie reprezentowany w Gdyni, z racji charakteru i młodości miasta, — nie posiada dotychczas ośrodka, w którym koncentrowałoby się jego życie.

Budujący się dom usunie tę bolączkę. W myśl projektu znaleźć w nim mają pomieszczenie biura poważniejszych organizacji inżynierskich i technicznych wybrzeża, lokale klubowe, które umożliwią zbieranie się inżynierów na wieczory dyskusyjne, sala odczytowa, jedna z większych w Gdyni, oraz laboratorium budowlane — placówka, której brak silnie daje się w mieście odczuwać.

Kubatura Domu wyniesie 4800 m³, przy czym do dnia dzisiejszego wyciągnięto w stanie surowym I piętro do stropu, bez sali odczytowej, czyli około 60% całkowitej objętości.

Posiadane fundusze i przyobiecane przez ofiarodawców kredyty, pozwolą na wyciągnięcie budynku pod dach, do zupełnego jednak wykończenia, a zatem do umożliwienia eksploatacji Domu, potrzebne są dalsze ofiary.

APELUJEMY ZATEM DO OGÓŁU KOLEGÓW, KTÓRYM DOBRO STANU INŻYNIERSKIEGO LEŻY NA SERCU O DEKLAROWANIE SKŁADEK NA BUDOWĘ DOMU.

Składki gotówkowe prosimy przysyłać na konto P.K.O. Nr 803,162 załączonym blankietem pod adresem Oddziału Gdynińskiego Z.P.I.B., — ofiary w materiałach budowlanych kierować do Komitetu Budowy Domu Inżyniera w Gdyni, na ręce inż Mariana Bukowskiego — Gdynia ul. Waszyngtona 38.

Zarząd Oddziału Gdynińskiego
Związku Polskich Inżynierów Budowlanych

Komunikaty Zw. Polskich Inż. Budowlanych

PROF. GOTTWALD SCHAPER W WARSZAWIE

Prof. dr. inż. Gottwald Schaper, ostatnio jak wiadomo wybrany członkiem-korespondentem Polskiej Akademii Nauk Technicznych, wyraził ochotę odwiedzania Polski. Na zaproszenie Związku Polskich Inżynierów Budowlanych, podczas I-go Zjazdu Spawalnicy, w piątek dn. 21 kwietnia, o godz. 20 w sali Stowarzyszenia Techników wygłosi prof. Gottwald Schaper odczyt o mostach spawanych w Niemczech. Odczyt będzie wygłoszony po polsku, bogato ilustrowany przezroczami. Nie wątpimy, że wszyscy koledzy wezmą udział w tym odczycie nie tylko ze względu na ciekawy i aktualny w Polsce temat, ale również i ze względu na osobę prelegenta, który jest dziś największą znakomitością Niemiec w dziale budowy mostów.

WALNE ZEBRANIE ODDZIAŁU WARSZAWSKIEGO Z.P.I.B.

Podajemy do wiadomości Członków Oddziału Warszawskiego Z.P.I.B., że zwyczajne Walne Zebranie członków Oddziału odbędzie się dn. 18 kwietnia o godz. 18 w Warszawie w aud. II Wydziału Architektury Politechniki Warsz. — Koszykowa 55. Zarząd Oddziału ze względu na ważne sprawy prosi Członków o liczne przybycie.

DOKSZTAŁCANIE BEZROBOTNYCH W BUDOWNICTWIE

IV Zjazd Inżynierów Budowlanych w Gdyni, na skutek stwierdzonego braku wykwalifikowanych robotników budowlanych, powziął uchwałę zwrócenia się do Funduszu Pracy i przedstawienia konieczności dokształcania fachowego bezrobotnych znajdujących się w jego ewidencji.

Oddział Śląsko - Dąbrowski rozpoczął już rozmowy z Wojewódzkim Biurem Funduszu Pracy w Katowicach na temat sposobu przeprowadzenia takiej akcji na terenie Górnego Śląska, gdzie brak wykwalifikowanych robotników budowlanych bardzo silnie się odczuwa.

Z PRZYSTANI WIOŚLARSKIEJ STOWARZYSZENIA TECHNIKÓW POLSKICH

W bieżącym miesiącu rozpoczyna się kurs żeglarski dla inżynierów członków Organizacji Inżynierskich. Zapisy w Kancelarii Stow. Techników Polskich w Warszawie, ul. Czackiego 3/5. Przepuszczalny koszt — zł 15.— od osoby.

O REFORMĘ STUDIÓW NA WYDZIALE INŻYNIERII

Związek Studentów Inżynierii Politechniki Lwowskiej rozpiął ankietę w sprawie reformy studiów na Wydziale Inżynierii (oddziale lądowym i wodnym) Politechniki Lwowskiej. Interesujących się tą sprawą prosi Zarząd Związku o sprecyzowanie swoich uwag i przesłanie ich pod adresem: Związek Studentów Inżynierii Politechniki Lwowskiej, Lwów, Politechnika, lu. Sapiehy 12.

Wzór ankiety zainteresowani mogą przejrzeć w redakcji „Inżynierii i Budownictwa” w godzinach przyjęć.

ZEBRANIE CZŁONKÓW Z.P.I.B. W POZNANIU

Ponieważ niewątpliwie wielu z naszych Kolegów odwieści w tym roku Targi Poznańskie lub też weźmie udział w II. Zjeździe Betoniarskim, urządzamy wspólne zebranie

towarzyskie dla członków naszego Związku, mające również na celu omówienie bieżących spraw związkowych. Odbędzie się ono prawdopodobnie wieczorem 4 maja, przed Zjazdem Betoniarskim, o czym napiszemy obszerniej w Biuletynie kwietniowym.

ZJAZD DELEGATÓW Z.P.I.B.

Tegoroczny Zjazd Delegatów naszego Związku odbędzie się w myśl uchwały Zarządu Głównego z dnia 11 marca, w Warszawie w dniu 3 maja o godz. 15.30 w lokalu Związku przy ul. Mazowieckiej 4. Oprócz normalnego sprawozdania ustępującego Zarządu Głównego i wyboru nowych władz, będą na tym Zjeździe omówione najważniejsze prace na przyszłość, jak nowelizacja ustawy budowlanej i przemysłowej, organizacja Międzynarodowego Kongresu Mostów i Konstrukcji we wrześniu 1940 i inne.

II. ZJAZD BETONIARSKI

W Poznaniu odbędzie się podczas Targów w dniach 5 i 6 maja II. Zjazd Betoniarski, organizowany wspólnie przez Związek Właścicieli Wytwórni Wyrobów Betonowych i Sztucznego Kamienia, przez Związek Polskich Inżynierów Budowlanych i przez Związek Polskich Fabryk Cementu. Podobnie jak I. Zjazd Betoniarski, który odbył się w grudniu 1936, tak i ten Zjazd poświęcony będzie przede wszystkim omówieniu postępu betoniarstwa i możliwościom produkcyjnym na przyszłość. Zgłoszono już kilkanaście referatów na temat zagadnień naukowych, organizacji pracy, badań i normalizacji wyrobów betonowych, maszyn i form, wyrobów rzeźb betonowych itp. Referaty te będą ogłoszone drukiem i rozesłane zgłoszonym uczestnikom Zjazdu w połowie kwietnia. Na Zjeździe odbędzie się tylko dyskusja nad referatami.

Podczas Zjazdu zwiedzą jego uczestnicy specjalnie urządzony w ramach Targów dział betoniarski z pokazem materiałów, narzędzi, maszyn i różnych wyrobów gotowych. Odbędą się także wycieczki techniczne i zebrania towarzyskie. Również przewidziany jest Walny Zjazd członków Związku Właścicieli Wytwórni Wyrobów Betonowych. Koszt uczestnictwa w Zjeździe wynosi 5 zł, i 3 zł dla osób towarzyszących. Zgłoszenia należy nadsyłać do Komitetu Organizacyjnego, Warszawa, ul. Mazowiecka 4, m. 5.

Pierwsze zebranie tego Komitetu odbyło się w dniu 10 marca przy udziale delegatów Związków, które Zjazd organizują, delegatów Ministerstwa Spraw Wewnętrznych, Wojskowych i Komunikacji, Izby Rzemieślniczej, Zarządu Miasta Poznania i innych władz i organizacji. Na przewodniczącego Komitetu Organizacyjnego wybrano inż. Nechaya, jak również wybrano skład osobowy 4 sekcji: organizacyjnej, referatowej, wystawowej i finansowej.

Wobec ważności betoniarstwa dla spraw budownictwa zachęcamy gorąco Kolegów do udziału w tym Zjeździe.

MIĘDZYNARODOWY KONGRES MOSTÓW I KONSTRUKCYJ W WARSZAWIE W R. 1940

Lata powojenne przyniosły zwyczaj urządzania międzynarodowych Kongresów naukowych celem wspólnej wymiany myśli i dorobku naukowego oraz zbliżenia wzajemnego narodów na polu prac naukowych. Kongresy te, choć nie idące często w parze z zatargami politycznymi,

barierami celnymi i utrudnieniami dewizowymi, — stały się nie tylko wydarzeniami, ważnymi dla osób biorących w nich udział, ale przybrały znaczenie i charakter znacznie szerszy. Stały się bowiem zbiorową manifestacją siły naukowej i ekspansji technicznej krajów, biorących udział w kongresie. Stąd też udzielanie tym kongresom protektoratu przez najwyższe czynniki państwowe, pomoc pieniężna i organizacyjna, a nawet pewien posmak polityczny.

Na tej płaszczyźnie musimy rozpatrywać także zwołanie do Warszawy na jesień 1940 Międzynarodowego Kongresu Mostów i Konstrukcji, który nakłada na nasze Państwo i Władze, nasz świat techniczny, a przede wszystkim na nasz Związek, obowiązek należytego przedstawienia uczestnikom Kongresu dorobku nauki polskiej, a więc i znacznego naszego Państwa na polu prac naukowych.

Należy bowiem pamiętać, że w Kongresach tych, bierze udział od 2 do 3 tysięcy osób, delegatów około 40 państw z całego świata, ludzi nie tylko czystej nauki, ale i przemysłowców, wyższych urzędników administracji, przedstawicieli organizacji zawodowych, a i nie rzadko znanych mężów stanu i polityków. Możemy się o tym przekonać przeglądając listy uczestników poprzednich Kongresów, a więc w r. 1928 w Liège, w r. 1932 w Paryżu, czy też w r. 1936 w Berlinie. Szczególnie ten ostatni Kongres przybierał czasami podczas dyskusji wyraźny pojedynek światowych potęg technicznych, gdyż przedstawiciele wielkich państw walczyli o przeformowanie reprezentowanych przez nich kierunków naukowych.

Kongres w r. 1940 nakłada więc na nas poważny obowiązek, abyśmy godnie zaprezentowali, to co zostało u nas dokonane w dziale budownictwa inżynierskiego, tym więcej, że przyjezdni będą mieli szczególnie wyostrożony wzrok na nas, jako na gospodarzy. Poza tym musimy się liczyć z tym, czego dokonała i nad czym dziś jeszcze pracuje wroga nam propaganda, pragnąca nasz kraj i naszą kulturę przedstawić w jak najgorszym świetle. Musimy więc rozproszyć te uprzedzenia i pozostawić u naszych gości przekonanie o poziomie naszej kultury technicznej i naszych pracach naukowych, iż nie są wcale gorsze lub mniej wartościowe niż u innych narodów, przodujących w cywilizacji.

Oprócz obowiązków, wynikających z należytego obsadzenia referatów i dyskusji czekają nas jeszcze poważne prace organizacyjne w zakresie przygotowania Kongresu, a więc zebranie referatów, ich przetłumaczenie i wydanie w 4 językach, tj. po polsku, francusku, angielsku i niemiecku, sprawy kwater dla tych około 2.000 przyjezdnych, zniżki kolejowe, przygotowanie sal obrad, wycieczek, przyjęć oficjalnych i towarzyskich itd., — o czym dobrze wiedzą ci, którzy brali udział w takich kongresach. Są to prace, wymagające doskonałej umiejętności organizacyjnej, dużego aparatu biurowego, sztabu wielojęzycznych tłumaczy, no i dużo pieniędzy, o które przecież nie tak łatwo.

Wprawdzie termin Kongresu jeszcze daleki, bo prawdopodobnie odbędzie się on we wrześniu przyszłego roku, — to jednak prace przygotowawcze już się rozpoczęły. Pierwszy zrab organizacyjny został nakreślony na Zjeździe Stałych Delegatów w czerwcu 1938 w Krakowie, o czym w swoim czasie obszernie pisaliśmy. Ustalono wtedy zasadnicze tematy Kongresu Warszawskiego, które po pewnych modyfikacjach teraz podajemy. Tematy te rozpadają się na 5 sekcji, a mianowicie:

1. Obliczanie i zastosowanie żelbetu

1. Obliczanie żelbetu z uwzględnieniem odkształcenia plastycznego.
2. Konstrukcje o naprężeniu wstępnym.
3. Budowle o częściach wpiętych zabetonowanych.

II. Szczegóły konstrukcji stalowych

1. Zginanie i skręcanie cienkościennego pręta stalowego.
2. Postępy w wykonaniu na budowie konstrukcji spawanych od r. 1936.
3. Konstrukcje stalowe w połączeniu z betonem i żelbetem.

III. Łuki masywne o wielkich rozpiętościach

1. Teoria odkształcenia i pewność na wyoboczenie.
2. Wpływ sztywności nadbudowy.
3. Rusztowania i przebieg betonowania.
4. Nowe przykłady łuków o wielkich rozpiętościach.

IV. Mosty wiszące

1. Teoria.
2. Projektowanie.
3. Wykonanie i montaż.
4. Techniczne i gospodarcze zasady stosowania.

V. Różne

(tu mogą być zgłaszane wybitne prace inżynierskie, nieobjęte powyższymi tematami).

Poszczególne związki narodowe, a więc w Polsce Z.P.I.B., winny zgłaszać nazwiska i tytuły referatów do końca kwietnia 1939, podając również krótkie streszczenie referatu. Na posiedzeniu Stałego Komitetu w Zurychu w dniach 2 i 3 czerwca rb. zostaną zatwierdzone zgłoszone referaty. Rękopisy, gotowe do druku, mają być nadesłane do końca r. 1939.

Dnia 30 kwietnia odbędzie się w Warszawie na Politechnice pierwsze zebranie Polskiego Komitetu Organizacyjnego Kongresu z udziałem przedstawicieli Ministerstw i innych władz, delegatów organizacji naukowych, zawodowych i przemysłowych, wybitnych uczonych i wykonawców w zakresie budowy inżynierskich oraz polskich członków Międz. Zw. Mostów i Konstrukcji. Na posiedzeniu tym zostanie określony osobowy skład Komitetu Organizacyjnego i wybrany Komitet Wykonawczy, który zaraz potem przystąpi do pracy.

Pierwszą z nich będzie należyte obsadzenie referatów we wszystkich sekcjach przez najwybitniejszych w danym dziale specjalistów. Nie wątpimy, że polscy inżynierowie, świadomi ważności Kongresu dla należytego przedstawienia nas wobec obcych, udzielą Komitetowi w jego pracach pełnego poparcia.

DZIAŁ BUDOWLANY TARGÓW POZNAŃSKICH

Wzorem lat ubiegłych i w tym roku organizuje Oddział Poznański naszego Związku łącznie z Dyrekcją Targów Dział Budowlany, który mieścić się będzie w Wieży Górnosławskiej i na wolnym terenie do niej przyległym. W dziale tym będzie również stoisko naszego Oddziału Poznańskiego. Szczególnie bogato będzie w Dziale Budowlanym reprezentowane betoniarstwo ze względu na Zjazd Betoniarski, o którym zamieszczamy osobną notatkę.

DZIAŁ OPL NA TARGACH POZNAŃSKICH

W roku bieżącym Targi Poznańskie zwróciły się do Generalnego Inspektoratu Sił Zbrojnych w sprawie zorganizowania specjalnego działu Obrony Przeciwlotniczej na tegorocznych Targach Poznańskich, które odbędą się w czasie od 30 kwietnia do 7 maja br.

Dział ten organizowany przy współudziale Związku Polskich Inżynierów Budowlanych — Oddział w Poznaniu, znajdzie pomieszczenie w pawilonie 15 (wieża Górnosławska) oraz w razie potrzeby na terenie otwartym.

Donosząc o powyższym nie wątpimy, że wszystkie firmy i osoby doceniając wagę popularyzacji wśród najszerszych warstw społecznych tak samej idei obrony przeciwlotniczej, jak i konieczności zapoznania najszerszych warstw z praktycznymi wymaganiami OPL., zechcą przyczynić się do ułatwienia tego zadania, wystawiając eksponaty będące w ścisłym związku z obroną ludności cywilnej.

Nie potrzebujemy dodawać, że dział ten zwiedzać będą liczne rzesze z całej Polski, które przyjadą na Targi Poznańskie. Prócz tego przewidziany jest w dniach 5 i 6 maja II. Zjazd Betoniarzy.

Z ZAKŁADU BUDOWNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

Katedra i Zakład Budownictwa Ogólnego Politechniki Warszawskiej organizuje szereg odczytów na aktualne tematy budownictwa celem zapoznania szerszego ogółu inżynierów i techników z nowoczesnymi zagadnieniami i postępem nauki i praktyki.

Odczyty będą się odbywały w gmachu głównym Politechniki aud. III. o godz. 17.

Podajemy program odczytów na kwiecień rb.:

30 marca. Inż. A. Kobyliński — O normalizacji materiałów kamiennych w Polsce.

3 kwietnia. Inż. M. Mączyński i inż. Z. Jastrzębski — O materiałach do izolacji od wody i wilgoci.

20 kwietnia. Doc. dr Skalmowski — Badania wapna polskiego i konstrukcji na wapnie.

27 kwietnia. Inż. A. Dziedziul — Badania cegieł pełnych i dziurawek oraz słupów ceglanych — wyniki badań obcych i własnych.

4 maja. Inż. M. Mączyński — O właściwościach termicznych materiałów budowlanych i odpowiednich badaniach.

Nie wątpimy w to, że inicjatywa Katedry i Zakładu Budownictwa P. W. spotka się z dużym zainteresowaniem członków naszego Związku.

Z KOMISJI SPRAW ZAWODOWYCH

Otrzymaliśmy od jednego z naszych członków list, który jako omawiający bardzo charakterystyczny wypadek podajemy niżej w całości. W razie gdyby podobne wypadki miały miejsce jeszcze gdzie indziej prosimy o powiadomienie o tym Sekretariatu Z. P. I. B. Warszawa, Mazowiecka 4 m. 5:

DO ZARZĄDU GŁÓWNEGO P. Z. I. B. W WARSZAWIE

(Oddział) Jestem członkiem Związku. Wychodząc z założenia, że Związek ma między innymi za zadanie obronę swych członków, zwłaszcza ich uprawnień zawodowych, chcę poruszyć sprawę, która w danej chwili dotyczy mnie bezpośrednio, ale która ma również znaczenie ogólne i obchodzić będzie zapewne szersze grono Kolegów zwłaszcza młodszych.

Sprawa przedstawia się następująco:

Pracuję trzeci już rok w Wydziale Powiatowym w kierując referatem budowlanym. Nowela do prawa budowlanego z 1936 r. wprowadziła w art. 389 ust. 2 obowiązek posiadania przez Wydziały Powiatowe od dn. 5.III.1939 r. rzeczoznawców budowlanych miast wy-

dzielonych tj. posiadających uprawnienia z art. 361 lub 362 prawa budowlanego (w zasadzie).

Posiadając odpowiednią praktykę złożyłem w ubiegłym roku egzamin w Ministerstwie Spraw Wewnętrznych i zyskałem uprawnienia z art. 362 prawa budowlanego. Następnie Wydział Powiatowy wystąpił do Urzędu Wojewódzkiego w z wnioskiem o zatwierdzenie mnie na stanowisko rzeczoznawcy budowlanego. Stanowisko to pełnię faktycznie już trzeci rok i śmiem twierdzić, ku zadowoleniu Wydziału Powiatowego jak i urzędu Wojewódzkiego, jako władzy nadzorczej.

Urząd Wojewódzki zatwierdził mnie na stanowisku rzeczoznawcy budowlanego Wydziału Powiatowego, zamieszczając równocześnie w tekście reskryptu zatwierdzającego następujące zastrzeżenie:

„Zauważam, że w myśl postanowień § 11 rozporządzenia ministerialnego z dn. 2.VII.1929 r. o sporządzaniu i zatwierdzaniu projektów (planów) robót budowlanych i o trybie postępowania przy wydawaniu pozwoleń na budowę i użytkowanie budynków (D. U. R. P. Nr 58, poz. 456) rzeczoznawca budowlany może wydawać opinie tylko o projektach takich robót budowlanych względnie takich robotach, *które uprawniony jest sam sporządzać*, względnie którymi ma prawo kierować“ (podkreślenie moje).

Zdanie to pozostaje zapewne w związku z tym, że znowlizowanie art. 362 prawa budowlanego daje absolwentom Wydziału Inżynierii po złożeniu egzaminu z ustawodawstwa budowlanego tylko uprawnienie do kierowania robotami budowlanymi w zakresie zasadniczo nie mniejszym niż dawniej, natomiast prawo do sporządzania projektów w zakresie znacznie węższym bo tylko do sporządzania projektów robót konstrukcyjnych i instalacyjnych.

Dosłowne brzmienie cytowanego § 11 rozporządzenia ministerialnego jest następujące:

„Rzeczoznawcy, których należy w myśl art. 387 i 388 rozporządzenia powołanego w § 1 powołać do wydawania opinii, mogą wydawać opinie tylko o projektach takich robót względnie o takich robotach, *którymi uprawnieni są kierować* w myśl art. 361, 362, 363 i 364 tegoż rozporządzenia“.

Poruszający tę kwestię art. 387 ust. (1) prawa budowlanego brzmi:

„Zarządzenie i orzeczenia. . . . powinny być oparte na opinii rzeczoznawców budowlanych, posiadających uprawnienia do kierowania robotami budowlanymi“.

Jak widać z porównania tekstów obowiązujących przepisów prawnych z tekstem reskryptu Urzędu Wojewódzkiego w przepisy te wymagają od rzeczoznawców budowlanych tylko prawa kierowania robotami budowlanymi, natomiast Urząd Wojewódzki wymaga również sporządzenia projektów. Przecież § 11 rozporządzenia wykonawczego mówi wyraźnie o opiniowaniu projektów robót budowlanych i o opiniowaniu samych robót i dla prawa wykonywania obu tych czynności wymaga tylko prawa kierowania robotami budowlanymi, a nie wspomina nic o prawie projektowania.

Mógłby ktoś zarzucić, że rozporządzenie wykonawcze wydane w 1929 r. nie mogło przewidywać ewentualności zmiany w 1936 r. tekstu art. 362 prawa budowlanego, i że wobec tego po zmianie treści art. 362 należy § 11 rozporządzenia ministerialnego interpretować w ten sposób jak to czyni Wojewódzki Jednak art. 362 w pierwotnym swym brzmieniu również odróżnił prawo kierowania robotami budowlanymi od prawa projektowania tych robót, co znalazło wyraz w treści ustępu ostatniego tego artykułu, który dla uzyskania uprawnienia do sporządzania projektów robót budowlanych wymagał odbycia odpo-

wiedniej praktyki przy sporządzaniu takich projektów niezależnie od praktyki przy wykonywaniu robót. A zatem w zasadzie mógł zająć wypadek, że ktoś otrzymał uprawnienie z art. 362 do kierowania robotami budowlanymi, a nie mogąc przedłużyć zaświadczenia, że pracował przy sporządzaniu projektów, — nie otrzymał uprawnienia do sporządzania tychże projektów. Prawodawca, chcąc ograniczyć uprawnienia tych osób do występowania w charakterze rzeczoznawców, byłby zapewne w § 11 rozporządzenia wykonawczego umieścił odpowiednie zastrzeżenie. Jednak tego nie uczynił, ani w następnych latach rozporządzenie to w tym kierunku nie zostało zmienione, chociaż od jego wydania upływa niemal 10 lat.

G. Szymkiewicz w swoim „Komentarzu” z 1938 r. omawia sprawę rzeczoznawców budowlanych na str. 510—512, na tej ostatniej stronie, interpretując § 11 rozporządzenia z 1929 r. mówi:

„. rzeczoznawcy mogą wydawać opinie tylko o projektach takich robót bądź o takich robotach, którymi kierować są upoważnieni”.

Komentarz ten nie zawiera więc tak daleko idącej interpretacji, jak to uczynił Urząd Wojewódzki, nie zawiera zwrotu: „Które uprawnieni są sami sporządzać”.

Nie jestem co prawda prawnikiem, moje podejście do sprawy może nie jest pod tym względem dobre. Wiem jednak, że treść reskryptu Urzędu Wojewódzkiego również nie prawnik układał, a inżynier architekt. Dlatego też sprawę tę przedstawiam Związkowi z prośbą o wyjaśnienie tych spraw i gdyby moje wywody były słuszne, o spowodowanie u odpowiednich władz wydania stosownego zarządzenia dla Urzędów Wojewódzkich.

W razie potrzeby mogą służyć datą i numerem reskryptu oraz jego całkowitą treścią.

WYCIECZKA DO N. YORKU NA WYSTAWĘ WSZECHŚWIATOWĄ

Związek nasz organizuje 2 wycieczki dla inżynierów polskich na wystawę do N. Yorku statkiem „Kościszko”.

	I wy- cieczka	II wy- cieczka
Odjazd z Gdyni o godz. 15,—	2.VII	5.VIII
Zatrzymanie w Kopenhadze (możliwość zwiedzenia miasta)	3.VII	6.VIII
Przyjazd do N. Yorku o godz. 9	14.VII	17.VIII
Odjazd z N. Yorku o godz. 17	20.VII	23.VIII
Powrót do Gdyni o godz. 15	1.VIII	4.IX

Cena biletu okrętowego: na statku będzie tylko jedna klasa tzn. wszyscy podróżni korzystają z jednakowych udogodnień. Cena biletu Gdynia — Kopenhaga — N. York — Gdynia wynosi \$ 193,50. Dopłata za kabiny specjalne wynosi \$ 20, 25 i 30.

Mieszkanie w N. Yorku. Podróżni mogą mieszkać na statku w czasie postoju w N. Yorku, przy czym opłata za mieszkanie, śniadanie i kolacje wynosi \$ 1,50 dziennie.

Zwiedzanie N. Yorku. W czasie sześciodniowego pobytu w N. Yorku przewidziane jest zwiedzanie wystawy, miasta, Waszyngtonu i obiektów technicznych. Koszt zwiedzania wyniesie zł 230,— + \$ 4 za wycieczkę techniczną.

Koszt paszportu 65 zł i wiza amerykańska około 25 zł.

Przepisy dewizowe.

Każdy uczestnik będzie mógł wywieźć:

zł 100,— lub równowartość na podstawie paszportu zagranicznego.

\$ 15,— przez Linie Żeglugową za pośrednictwem Związku.

zł 238,50 w kuponach na wycieczki lądowe.

zł 500,— w sztonach Linii Żeglugowej, przeznaczonych na wydatki na statku.

Zestawienie opłat za wycieczkę:

Bilet okrętowy	\$ 193,50
Mieszkanie na statku	\$ 9,00
	\$ 202,50 a zł 5,20 = 1.075 zł
Paszport i wiza	90 zł
Wycieczki lądowe	230 zł
Wpisowe	5 zł
	<u>1.400 zł</u>

Z powodu ograniczonej ilości miejsc na statku zgłoszenia prosimy kierować jak najwcześniej do sekretariatu Związku w godz. 18 — 19 w poniedziałki, środy i piątki.

Sekretariat udzieli wszelkich szczegółowych wyjaśnień jak również poda program zwiedzania N. Yorku i Waszyngtonu.

TERMINARZ IMPREZ URZĄDZANYCH WSPÓLNIE Z KOŁEM INŻ. DRÓG I MOSTÓW

Kalendarz imprez urządzanych wspólnie z Kołem Inżynierów Dróg i Mostów:

3 kwietnia godz. 20. Kol. Wędrowski Tadeusz wygłosi referat na temat pracy społecznej i życia ideowego inżyniera. Ze względu na temat, któremu dotychczas poświęcano mało miejsca, chociaż od dłuższego czasu absorbuje on liczne umysły inżynierskie — należy się spodziewać wielkiego zainteresowania odczytem.

17 kwietnia godz. 20. Dalszy ciąg odczytu kol. Kozierskiego na temat klimatyzacji powietrza.

24 kwietnia, godz. 20. Wieczór klubowy i zebranie zarządu.

„LABORATORIA BUDOWLANE W ANGLII”

Dnia 27 lutego br. odbyła się w gmachu Stowarzyszenia Techników w Warszawie, „Herbatka dyskusyjna” zorganizowana staraniem Związku Polskich Inżynierów Budowlanych oraz Koła Inżynierów Dróg i Mostów, na której kol. T. Konic podzielił się wrażeniami z pobytu zagranicą na temat „Laboratoria budowlane w Anglii”.

Kol. Prelegent jasno i zwięźle przedstawił organizację i pracę angielskich Laboratoriów Budowlanych i Drogowych, które wydatnie finansowo wspomagane przez rząd, sprawę badań postawiły na bardzo wysokim poziomie. Stacja badań budowlanych obejmuje trzy działy: materiały, konstrukcje i użytkowanie.

Do działu materiałów należą badania kamieni, cegły zwykłej i piask.-wap. cementu, betonu, wyrobów betonowych, tynki, gips, wapno, farby, asfalty, wyroby azbestowocementowe, dachówki i łupki.

Do konstrukcji znów — fundowanie, grunty, pale, mury ceglane, żelbet, stal, parcie wiatru na budynek, mosty, naprężenia w konstrukcjach, oraz działanie wody morskiej.

W końcu dział użytkowania zajmuje się ogrzewaniem, oświetleniem, wentylacją i przewodnictwem dźwięków.

Kol. Konic podczas swego krótkiego pobytu w Anglii miał możność zwiedzić tylko niektóre laboratoria i tylko z ich badaniami zebranych zaznajomił. A więc badania nad ogrzewaniem były do tej pory przeprowadzane na budynku szkieletowym z wymiennymi ścianami z różnych materiałów. Powstawały jednak tu trudności ze względu na zmienność zewnętrznych warunków atmosferycznych. Zostało to usunięte przez wybudowanie odpowiedniej kamery w zamkniętym pomieszczeniu, w którym wymagane temperatury były otrzymywane sztucznie.

Stwierdzono tu między innymi, że umieszczenie grzejników wpływa minimalnie na zużycie paliwa, jednak umieszczenie pod oknem daje w rezultacie równomierną temperaturę w pokoju. Dział badań wentylacji jeszcze swej normalnej pracy nie rozpoczął, gdyż obecnie dopiero kompletuje i instaluje różne aparaty.

Szeroko zaś rozwinięte są prace w laboratorium wapna. Jest tu badany jego skład, urabialność oraz przydatność do tynku.

Wydajność ustalona jest przy pomocy gaszenia.

Zamiast starej metody zamrażania kamieni naturalnych i określania zmian wytrzymałościowych, używana jest

nowa tzw. krystalizacji połączona z rozważaniami na temat zmian współczynnika sprężystości.

Dla powierzchni pokrytych farbami olejnymi są przeprowadzane specjalne badania wpływu podłoża i stwierdzono, że dominujący wpływ ma tu sprawa wilgotności.

Na zakończenie została omówiona sprawa przydatności żuźla do betonu, oraz badania przeprowadzane nad dymem, ostatnio już przy pomocy komórki fotoelektrycznej, która to całkowicie wyparła metodę optyczną.

Poza badaniami ściśle naukowymi, w laboratoriach przeprowadzane są również badania praktyczne oraz wykonuje się różnego rodzaju ekspertyzy budowlane.

Kazimierz Lech

DOKOŃCZENIE SPRAWOZDANIA Z DZIAŁALNOŚCI ZW. POL. INŻ. BUD. ZOSTANIE PODANE W NASTĘPNYM NUMERZE

Już wkrótce ukaże się

wydana nakładem

ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

KSIĄŻKA

pułk. s. s. **WŁADYSŁAWA MROCYŃSKIEGO**

Kier. Sekcji Zakupów i Przelagów Wydz. Techn. Zarz. Miejsk. m. st. W-wy

o treści następującej:

Warunki ogólne i szczegółowe robót budowlanych, instalacyjnych itd.
Przepisy administracyjne • **Instrukcja** dla kierowników robót budowlanych
Zasady urządz. ulic i placów • **Wytyczne** w sprawie powierzania projektów bud.

Cena książki **zł. 20,—**

„CERMAT”

Sp. z o. o.

Warszawa, Marszałkowska 19
Telefon 9.75-57 i 7.22-63

Składy: Towarowa 13, Telefon 2.75-59

REPREZENTACJA CZĘSTOCHOWSKICH ZAKŁADÓW CERAMICZNYCH

PŁYTKI TERRAKOTOWE • KLINKIERY • PRZEWODY WENTYLACYJNE • WYROBY SZAMOTOWE

HERKULITH—POLSKI



HERKULITH—POLSKI, Sp. z ogr. odp.
ZARZĄD: KATOWICE, Opolska 5, Tel. 325-29.
Biuro: Warszawa, Chmielna 26/12. Tel. 237-84

Płyta izolacyjno-budowlana „P R I M A”
z welny drzewnej, impregnowanej chlorkiem wapnia, spojona emulsją cementową, specjalnie uodporniona przeciw wilgoci, grzybowi i robactwu.

Ogniotrwała, niepęczniejąca
izolacja cieplna i dźwiękowa

Komitet Redakcyjny: Prof. S. Bryła, Inż. E. Brenneisen, Dr T. Kluz, Inż. J. Nechay, Prof. W. Żenczykowski.

Redaktor Naczelny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Redaktor Techniczny Inż. W. Kędziński.

Redakcja i Administracja: Warszawa Mazowiecka 4 m. 5, czynna w poniedziałki, środy, piątki, godz. 17 — 19, tel. 5-17-85.

Prenumerata: rocznie **zł. 20,—**. Numer pojed. **zł. 2,—**, dla członków Zw. Pol. Inż. Bud. **zł. 1,—**. Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO. Nr 29.787 Związek Pol. Inż. Budowlanych. Zmiana adresu gr 50.

Ogłoszenia: cała strona **zł 275,—**, ½ strony **zł 150,—**, ¼ strony **zł 80,—**. Okładka 30% drożej.

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

Zakłady Graficzno-Introrigatorskie J. DZIEWULSKI, Warszawa, Mariensztadt 8. (gmach własny)

BIULETYN POLSKICH LABORATORIÓW BUDOWLANYCH

Rok II

MARZEC 1939

Nr 1

REDAKTOR: Dr Inż. STANISŁAW GAWLIŃSKI

ADR. RED.: LWÓW, UJEJSKIEGO 1

Dr STANISŁAW GAWLIŃSKI

WYTRZYMAŁOŚĆ TŁUCZNIA NA ZGNIATANIE I UDERZENIE

W ostatnich latach w dziedzinie badania materiałów budowlanych zarysowały się wyraźnie dwa kierunki badawcze. Jeden z nich zmierza do wyznaczenia jednej tylko ściśle określonej właściwości materiału na znormalizowanych próbkach i niedba o to, czy występujące przy próbie naprężenia odpowiadają naprężeniom występującym w praktyce. Drugi kierunek, że tak powiem bardziej użyteczny, zmierza do określenia stopnia użyteczności badanego materiału. W tym celu badane materiały poddaje takim próbom, przy których występujące naprężenia są jak najbardziej zbliżone do tych naprężeń, na które materiały na budowie będą w rzeczywistości narażone, oraz stosuje do swych prób materiały w takich postaciach, w jakich zależnie od przeznaczenia są używane na budowie.

Oba te kierunki jednak starają się o to, aby przebieg próby był niezakłócony żadnymi ubocznymi wpływami, oraz aby wyniki otrzymane w rozmaitych zakładach badawczych mogły być bezpośrednio ze sobą porównywalne i w ten sposób istniała możliwość ich kontrolowania.

Jeśli idzie o materiały kamienne, to dla określenia użyteczności tłucznia dla celów drogowych a w szczególności kolejowych stosuje się obecnie badanie wytrzymałości tłucznia na zginiatanie i uderzenie. Badania te mają w szczególności za zadanie określić wytrzymałość najsłabszych miejsc tłucznia, a więc ostrych naroży i krawędzi, na działanie obciążeń i uderzeń. Poza tym przy próbach tych zostaje uchwycony wpływ, który wywierają na wytrzymałość tłucznia występujące w ziarnach niewidoczne dla gołego oka rysy. W końcu wynik tych prób w wysokim stopniu zależy od kształtu ziarn, w których dany gatunek kamienia wychodzi ze szczęk łamacza. Tłuczeń więc o ziarnach zwartych tak bardzo pożądanym w budowie dróg będzie z powodu swej zwięzłości bardziej odporny na uderzenia niż tłuczeń o ostrych, blaszkowatych i wydłużonych ziarnach.

Metody stosowane przez rozmaitych badaczy do oznaczenia tych wytrzymałości przedstawiają się następująco. Pierwszy Schubert próbował oznaczyć wytrzymałość tłucznia na uderzenie. W tym celu napełniał on badanym tłuczniem żelazną skrzynię do $\frac{3}{4}$ wysokości i umieszczał w niej próg

kolejowy. Po obciążeniu progu siłą wywierającą nacisk 4 kg/cm^2 podbijał go (76 — 68 uderzeń) podbijakiem używanym w kolejnictwie tak, jak to się czyni przy konserwacji toru kolejowego. Podbity w ten sposób próg obciążał on i odciążał tyle razy siłą wywierającą nacisk 4 kg/cm^2 , aż badany próg osiadł 20 mm. Po osiągnięciu powyższego osiągnięcia Schubert podnosił próg i poddawał go z powrotem 6-razy powyżej opisanym zabiegom, aż za każdym razem próg osiadł 20 mm. Po ukończeniu tych 6. prób Schubert wyjmował ze skrzyni tłuczeń i wyznaczał stopień jego zmiażdżenia przesiewając go przez sita tkane o prześwicie oczek: 4, 3, 2, 1 i $\frac{3}{4}$ mm. Miarą wartości tłucznia była według Schuberta ilość uderzeń podbijaka potrzebna do wytworzenia 1 l ziarn od 0 do 2 mm i 1 l ziarn od 0 do $\frac{3}{4}$ mm.

Dla poszczególnych rodzajów skał Schubert uzyskał następujące wartości.

TABELA I

Rodzaj skały	Ilość uderzeń podbijaka potrzebna do wytworzenia 1 l ziarn	
	0 — 2 mm	0 — $\frac{3}{4}$ mm
szarogłaz	444	606
bazalt	422	676
kwarcyt	322	434
dioryt	245	364
granit	175	249
żwir	142	198

Z tabeli I widać, iż ilość uderzeń potrzebnych do wytworzenia 1 l ziarn 0 — 2 mm i 0 — $\frac{3}{4}$ mm jest bardzo różna dla poszczególnych gatunków skał, a rozpiętość otrzymanych wartości jest dość znaczna. Ilość zatem uderzeń potrzebnych do wytworzenia 1 l ziarn 0 — 2 mm i 0 — $\frac{3}{4}$ mm może być miarą trwałości kamienia na uderzenie w tym sensie, że kamień trwalszy potrzebuje większej ilości uderzeń do wytworzenia 1 l wyżej przytoczonych ziarn niż kamień lichey. Jeżeli nad to dla

celów porównawczych założy się, iż trwałość bazaltu wyraża się cyfrą 100, wówczas odpowiednie wytrzymałości względne skał na uderzenie obliczone na podstawie wartości z tabeli I przedstawia się następująco:

TABELA II

Rodzaj skały	Względne wytrzymałości na uderzenie otrzymano z ilości uderzeń potrzebnych do wytworzenia 1 l ziarn	
	0 — 2 mm	0 — 3/4 mm
szarogłaz	105	93
bazalt	100	100
kwarcyt	76	64
dioryt	58	54
granit	42	37
żwir	34	29

Podobnie wytrzymałość tę wyznaczał Pirath. Badacz ten jednak chcąc osiągnąć warunki jak najbardziej zbliżone do występujących w rzeczywistości badany tłuczeń wbudowywał w normalną nawierzchnię kolejową oraz podbijał ręcznie i maszynowo przez dokładnie określoną ilość sekund według przepisów obowiązujących na kolei. Następnie po wyjęciu tłucznia z toru, określał stopień jego zmiżdżenia przez wyznaczenie w % wag. w stosunku do ciężaru materiału użytego do badania, ilości ziarn przechodzących przez sito \varnothing 30 mm.

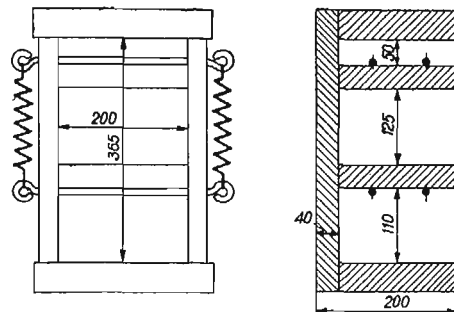
Otrzymane w ten sposób przez Piratha wyniki podane są w tabeli III, wraz z wytrzymałościami względnymi na uderzenie, które obliczono na podstawie ilości ziarn przechodzących przez sito \varnothing 30 mm, dla założenia, iż wytrzymałość ta dla bazaltu wynosi 100.

TABELA III

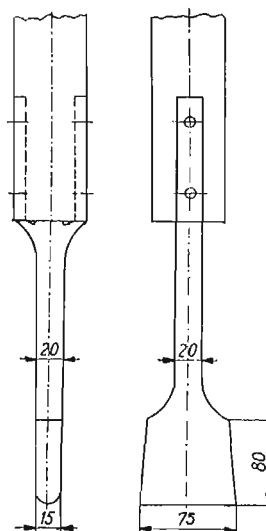
Rodzaj skały	Ilość ziarn przechodzących przez sito \varnothing 30 mm po podbiciu		względna wytrzymałość na uderzenie
	ręcznym	maszynowym	
bazalt	1,8 %	1,8 %	100
porfir	4,2 „	7,4 „	36
melafir	3,0 „	3,8 „	58
żwir	3,4 „	2,9 „	56
wapień jurajski	5,1 %	5,3 %	33
	4,7 „	5,6 „	33
	4,5 „	4,1 „	41
	8,8 „	4,7 „	31
	4,8 „	5,5 „	33
wapień muszlowy	3,3 %	2,8 %	63
	4,4 „	3,7 „	48
	5,6 „	6,7 „	33

Na podobnych zasadach oparte są również metody wprowadzone przez Rudeloffa dla wyznaczenia wytrzymałości żwiru i tłucznia na zgniatanie i uderzenie wywarte raz ubijakiem o kształcie podbijaka używanego do podbijania progów

kolejowych, a drugi raz przy pomocy baby o płaskiej podstawie. Po rozdzielaniu badanego żwiru czy tłucznia przy pomocy sit na frakcje 0/6 mm, 6/12 mm, 12/19 mm, 19/25 mm, 25/32 mm, i 32/50 mm, Rudeloff poddawał każdą frakcję z osobna próbom na zgniecenie i uderzenie. Do wyznaczenia wytrzymałości tłucznia na zgniatanie Rudeloff używał moździerza żelaznego o średnicy 120 mm a 200 mm wysokiego. Próbkę 1,5 kg tłucznia obciążał on w tym moździerzu siłą 20.000 kg przy pomocy tłoka stalowego i wyznaczał wywołany stopień zmiżdżenia przez przesianie tłucznia przez tkane sита o oczkach 50, 32, 25, 19, 12 i 6 mm i określenie w ten sposób stopnia zmniejszenia się ilości ziarn zachowujących po próbie swe pierwotne wymiary, wraz z równoczesnym określeniem stopnia zwiększenia się ziarn przechodzących przez sito \varnothing 6 mm. Miarą dobroci tłucznia czy żwiru była średnia arytmetyczna obliczona z ilości ziarn zachowujących swe pierwotne wymiary we wszystkich frakcjach. Wytrzymałość zaś tłucznia na uderzenie podbijakiem wyznaczał on na 5,6 kg próbce, którą umieszczał w drewnianej skrzyni o dwu ruchomych ścianach, ściągniętych stalowymi sprężynami (Rys. 1).



Rys. 1.

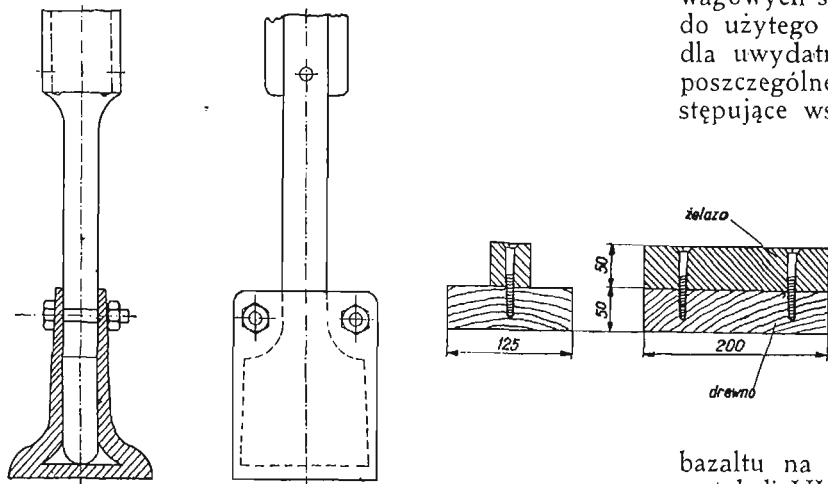


Rys. 2.

Próbkę tę poddawał on 100, 300, 600 i 800 uderzeniom 9,58 kg wazącego ubijaka (Rys. 2) spadającego bezpośrednio na ziarna tłucznia. Po wykonaniu przez powyższy ubijak pracy wynoszącej 207, 621, 1.242 i 1.656 kg, Rudeloff wyznaczał jak poprzednio stopień zmiżdżenia tłucznia.

W końcu dla określenia odporności tłucznia na obciążenia wywierane przez przejeżdżający pociąg, Rudeloff zastosował następującą metodę. Skrzynię drewnianą o wymiarach 125 × 200 × 200 mm posiadającą stałe ściany wypełniał on tłuczniem do wysokości 100 mm i poddawał go 500, 1000 i 1500 uderzeniom 15 kg baby (Rys. 3) spadającej bezpośrednio na ziarna tłucznia lecz na pokrycie drewniane. Po wykonaniu tych uderzeń, co odpowiada pracy w wysokości 1.585, 3.170 i 4.755 kg, Rudeloff wyznaczał jak uprzednio stopień zmiżdżenia tłucznia.

Badania przeprowadzone według tych metod przez Burchartza i Saengera z kilku gatunkami tłucznia o ziarnach od 3—6 cm dały następujące wartości:



Rys. 3.

TABELA IV

Rodzaj skały	% zawartość ziarn od 3—6 cm po próbie		
	w moździerzu	po podbiciu ubijakiem—praca 1.660 kg	po podbiciu babą—praca 7.925 kg
bazalt 1	47,2	81,6	93,4
bazalt 2	37,3	84,8	94,4
bazalt 3	33,8	90,2	96,2
diabaz 4	44,5	96,0	96,6
diabaz 5	42,7	96,0	96,2
diabaz 6	54,7	96,4	96,4
piaskowiec 7 . .	43,1	94,0	94,4
porfir 8	50,7	96,4	97,4
granit 10	39,8	72,0	87,0
granit 11	44,6	88,2	96,0
granit 12	36,7	93,2	91,0
granit 13	36,4	93,6	93,4

Wytrzymałości względne obliczone na podstawie wartości tabeli IV przy założeniu, że odnośna wytrzymałość bazaltu równa się 100, zestawiono w tabeli V.

Następna metoda w tej dziedzinie wprowadzona przez Stację Badawczą Dyrekcji Kolejowej w Kassel stworzyła podstawę do próby stosowanej dzisiaj dla wyznaczania wytrzymałości tłucznia na uderzenie. Stacja ta mianowicie do prób używała 5 l tłucznia składającego się z równej ilości ziarn 60/50 i 50/40 mm. Próbkę tę umieszczano w moździerzu stalowym o średnicy 20 cm i poddawano 50 uderzeniom 50 kg ubijaka spadającego z wysokości 50 cm bezpośrednio na tłuczeń. Dodać należy, że powyższy ubijak posiadał u spodu 5 zębów posiadających kształt ostrza podbijaka używanego do podbijania progów. Ponadto stosowane urządzenie mechaniczne obracało za każdym uderzeniem moździerz o 60°, tak

że zęby ubijaka trafiały w coraz to inny tłuczeń umieszczony w moździerzu. Wytworzony w ten sposób stopień zmiążdżenia określano przez przesiew na sitach \varnothing 30, 20, 10, 7 i 2 mm. Miarą czystości tłucznia był podany w procentach wagowych stosunek wytworzonych ziarn 0/30 mm, do użytego materiału, przy czym zaznacza się, iż dla uwydatnienia szkodliwości drobnych frakcji, poszczególne frakcje ziarn 0/30 mnożono przez następujące współczynniki:

powyżej 30 mm	0
20 — 30 „	0,4
10 — 20 „	0,8
7 — 10 „	1,2
2 — 7 „	1,5
0, — 2 „	2,2

Obliczone na tej zasadzie ilości procentowe ziarn 0/30, a z nich względne wytrzymałości na uderzenie, przy przyjęciu, że wytrzymałość bazaltu na uderzenie wynosi 100, zestawione są w tabeli VI.

Do kategorii prób mających za zadanie wyznaczyć wytrzymałość tłucznia na uderzenie moż-

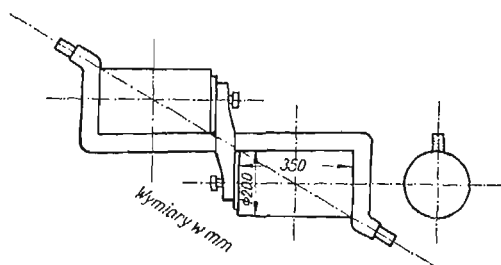
TABELA V

Rodzaj skały	Względne wytrzymałości		
	na zgniatanie w moździerzu	na uderzenie podbijakiem praca 1 660	na uderzenie babą praca 7.925 kg
bazalt 1	100	100	100
bazalt 2	79	104	101
bazalt 3	72	111	103
diabaz 4	94	118	103
diabaz 5	91	118	103
diabaz 6	116	118	103
piaskowiec 7 . .	91	115	101
porfir 8	107	118	104
granit 10	84	88	93
granit 11	94	108	103
granit 12	78	114	97
granit 13	77	115	100

TABELA VI

Rodzaj skały	zawartość ziarn 0/30	Względna wytrzymałość na uderzenie
bazalt 1	23,4%	100
diabaz 2	19,5 „	120
diabaz 3	23,9 „	98
bazalt 4	26,9%	87
szarogłaz 5 . .	28,2 „	83
melafir 6 . . .	27,9 „	84
porfir kwarcowy 7	30,9%	76
granit 8	40,2 „	58
wapień jurajski 9	56,1 „	42
dolomit 10 . .	59,0%	40

na zaliczyć też do pewnego stopnia próby Devala, Grengga i Gary'ego. Próby te jak wiadomo polegają na tym, iż tłuczeń wrzucany jest do bębnow, które się obracają i wskutek tego ziarna tłuczni uderzają się wzajemnie lub o ściany i ścierają się przy tym. Przy badaniu tym zatem ziarna tłuczni poddawane są równocześnie uderzeniom i ścieraniu. Z tego powodu próbie tej Stübel, Burchartz i Saenger zarzucają iż wynik jej nie jest pewny i jednoznaczny.



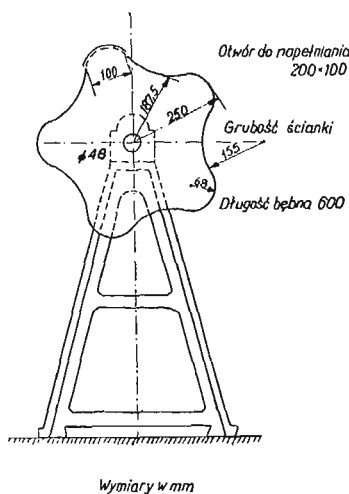
Rys. 4.

Jeżeli idzie o szczegóły to Deval do próby swej używa 5 kg tłuczni o ziarnach od 4—6 cm. Tłuczeń ten w ilości ziarn około 45 wrzuca do żelaznego bębna posiadającego średnicę wewnętrzną 20 cm, a długość 35 cm (Rys. 4). Bęben ten pochylony do poziomu pod kątem 30° obraca się przez 5 godzin z chyżością 2.000 obrotów na godzinę. Po 10.000 obrotach bębna Deval oznacza ilość startego pyłu, który przechodzi przez perforowane sito o otworach \varnothing 1,6 mm.

Próba Devala zastosowana przy badaniach skał Polski dała następujące średnie wartości:

TABELA VII

Rodzaj skały	Ilość pyłu przechodzącego przez sito \varnothing 1,6 mm	Względne wytrzymałości
bazalt	1,8%	100
porfir	3,5 „	52
diabaz	2,0 „	90
andezyt	2,0 „	90
granit woł.	2,4 „	75



Rys. 5.

Gary do swej próby używa bębna żelaznego o kształcie i wymiarach uwidoczonych na rys. 5. W bębnie tym Gary umieszcza 5 kg tłuczni o ziarnach 3 — 6 cm i poddaje go w ciągu 50 minut 6.000 obrotom. Po ukończeniu próby wyjęty materiał przesiewa się przez sита \varnothing 60, 30, 25, 15, 10 i 5 mm oraz określa w procentach wagowych w odniesieniu do użytego tego materiału ilość

poszczególnych frakcyj. Miarą wytrzymałości tłuczni na uderzenie jest zmiana uziarnienia pierwowotnego materiału.

Wartości jakie otrzymali Burchartz i Saenger przy tej metodzie dla określenia wytrzymałości rozmaitych gatunków tłuczni na uderzenie podaje tabela VIII. Zaznacza się, iż dla oceny tej wytrzymałości przytoczeni badacze przyjęli ilość ziarn przechodzących przez sito \varnothing 10 mm. Na podstawie tych wartości obliczone też są podane w tabeli VIII względne wytrzymałości na uderzenie, przy przyjęciu, iż wytrzymałość bazaltu wynosi 100.

TABELA VIII.

Rodzaj skały	Ilość ziarn przechodzących przez sito \varnothing 10 mm w % wag.	Względna wytrzymałość na uderzenie
bazalt 1.	3,6%	100
bazalt 2.	4,2 „	86
bazalt 3.	3,8 „	95
diabaz 4	3,4%	106
diabaz 5	4,8 „	75
diabaz 6	4,9 „	74
piaskowiec 7	6,4%	56
porfir 8	2,8%	129
granit 9	6,0%	60
granit 10	3,4 „	106
granit 11	4,6 „	78
granit 12	5,1 „	71

Grengg w końcu stosuje do swych prób bębny o kształcie i wymiarach, które podaje rys. 6. Charakterystyczne dla tego przyrządu jest to, iż ściany bębna posiadają otwory \varnothing 2 mm, przez które podczas próby wypada pył. Do próby Grengg używa 2,8 kg tłuczni o ziarnach od 4 do 5 cm. Tłuczeń ten wraz z trzema kulami stalowymi o ciężarze łącznym 1.700 g wrzuca do bębna, który obraca się z chyżością 3.240 obrotów na godzinę. Co godzinę w czasie badania Grengg wyznacza w materiale znajdującym się w bębnie ubytek ciężaru i uzupełnia nowym materiałem, tak aby ciężar tłuczni w bębnie wynosił stale 2.800 g. Badanie uważa Grengg za ukończone skoro ubytek tłuczni wykazany w ciągu trzech kolejno następujących po sobie godzinach jest jednakowy. Miarą zużycia tłuczni jest średnia strata tłuczni na godzinę podana w % wag. w odniesieniu do ciężaru użytego do próby tłuczni.

Obecnie do wyznaczenia wytrzymałości tłuczni na zgniatanie i uderzenie używa się w Niemczech następujących znormalizowanych (D. I. N. 2.109) metod badawczych.

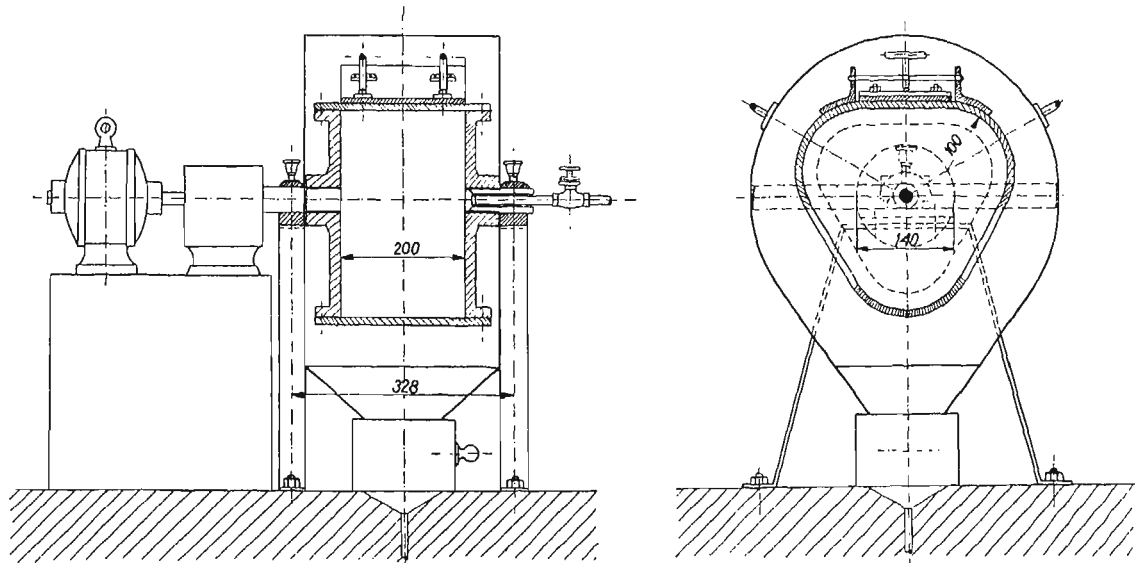
a) Wytrzymałość tłuczni na zgniatanie

Badanie to przeprowadza się na 2,1 l próbce tłuczni umieszczonej w stalowym moździerzu o średnicy wewnętrznej 170 mm i o wysokości 150 mm (rys. 7). Próbkę tę przykrytą stalowym tłokiem o średnicy 168 mm, obciąża się przy po-

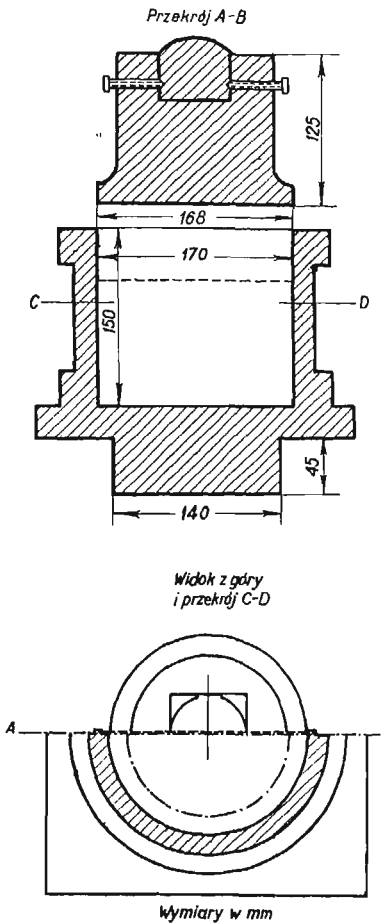
mocy prasy hydraulicznej do 40 t. Szybkość obciążania tak się reguluje, aby obciążenie 40 t zostało osiągnięte w ciągu 1 — 1,5 minuty i natychmiast po osiągnięciu tego obciążenia próbkę odciąża się.

Zgnieciony w ten sposób tłuczeń wydobywa się z moździerza, przesiewa przez sита $\neq 0,2$ mm, $\emptyset 1$, $\emptyset 3$, $\emptyset 10$, $\emptyset 30$ mm i wyznacza pozostałości

otrzymania porównywalnych wyników odporności tłuczni na zgniatanie należy zważać aby uziarnienie próbki tłuczni poddanej próbie było ciągle stałe i składało się z równych wagowych części ziarn 30/40, 40/50 i 50/60 mm. Stwierdzono bowiem, że różnice w uziarnieniu tłuczni wywołują tak poważne różnice w wynikach badania, iż nie podobna wówczas przeprowadzić porównania mię-



Rys. 6.



Rys. 7.

na każdym sicie w g lub w % wag. Z wartości tych oblicza się dla materiału przed i po próbie wskaźniki miałkości w sposób identyczny jak to wprowadził dla betonów Abrams. W tym celu dodaje się do siebie pozostałości na każdym sicie i dzieli się sumę przez całkowity ciężar próbki. (Do tego samego wyniku dochodzi się, gdy doda się do siebie pozostałości na każdym sicie wyrażone w % wag. i sumę pozdzieli przez 100).

Różnica obu tych wskaźników miałkości określa stopień zgniecenia tłuczni, który jest miarą odporności tłuczni na zgniatanie. Liczbowy przykład obliczenia stopnia zgniecenia podaje tabela IX.

W związku z tą próbą zaznacza się, iż celenia

TABELA IX

Otwór sита	Pozostałość na sicie			
	przed próbą		po próbie	
	g	% wag.	g	% wag.
$\emptyset 30$ mm	3360	100	1735	51,6
10 „	3360	100	2742	81,6
3 „	3360	100	3129	93,1
1 „	3360	100	3244	96,6
$\neq 0,2$ „	3360	100	3294	98,0
Sumy	16800	500	14144	420,9
wskaźnik miałkości	$\frac{500}{100} = 5$		$\frac{420,9}{100} = 4,209$	
stopień zgniecenia	$Z = 5 - 4,209 = 0,791$			

dzy poszczególnymi gatunkami tłuczni. Dla zobrazowania tego momentu podaje się, iż np. ziarna 60/70 są o 40% bardziej odporne na uderzenie niż ziarna 30/40 mm.

Następnie okazało się ważne dozowanie tłuczni do prób objętościowo, a nie wagowo. W ten sposób bowiem osiąga się to, iż moździerz jest stale wypełniony tłuczniem do stałej wysokości i wskutek tego są wytworzone jednostajne warunki badania. Warunków takich nie osiąga się przy wagowym dozowaniu tłuczni. Wysokość bowiem napełnienia moździerza w tym przypadku zależy od ciężaru objętościowego tłuczni, który waha się od 1,2 — 1,7 t/m³. Tłuczeń więc o niskim ciężarze obj. wypełni moździerz wyżej i przyja-

muje wskutek tego naprężenia bardziej elastycznie, niż tłuczeń o wysokim ciężarze obj., który dużo niżej wypełni moździerz.

Ocenę odporności tłucznia na zgniatanie przeprowadza się wychodząc z założenia, iż kamień jest tym bardziej odporny na zgniatanie, im mniej posiada stopień zgniecenia. Ocena zatem odporności na zgniatanie tłucznia pochodzącego z rozmaitych gatunków skał jest względna i polega na wzajemnym porównaniu stopni zgniecenia. Porównanie to odbywa się według następującej proporcji.

$$\frac{W_1}{W_2} = \frac{Z_2}{Z_1}$$

gdzie W_1 i W_2 = odporność tłucznia na zgniatanie, Z_1 , Z_2 = stopień zgniecenia tłucznia.

Aby uzyskać stałą miarę dla określenia odporności rozmaitych gatunków tłucznia na zgniatanie, należy wszystkie wyniki porównywać ze stopniem zgniecenia wyznaczonym dla pewnego tłucznia, który uważa się za standard i którego odporność na zgniatanie przyjmuje się równą 100. Za taki wzorcowy tłuczeń przyjęła np. Stacja badawcza dykcji kol. w Kassel bazalt z okolic Kassel.

W latach 1936, 1937, i 1938 Laboratorium Budowlano-Drogowe Politechniki Lwowskiej zbadało według tej metody cały szereg tłuczni z rozmaitych gatunków skał Polski. Średnie wyniki, które otrzymano przy wykonywaniu dwu prób z każdego gatunku tłucznia, podaje tabela X.

TABELA X

Rodzaj skały	Pochodzenie i miejscowość	Stopień zgniecenia	Względna wytrzymał. na zgniatanie
bazalt	Janowa dolina	0,759	100
dolomit	Libiąż	1,508	50
piaskowiec jamneński	Świętosław	0,958	79
andezyt	Wżar	0,840	90
bazalt	Niedźwiedzia Góra	0,933	81
porfir	Miękinia	0,785	97
bazalt	Berestowiec	0,881	86
granit	Klesów	0,731	104
wapień	Mikołajów	1,348	56
piaskowiec wap.	Kozy	1,018	75
kwarcyt	Suchodół	1,414	54
kwarcyt	Suchodół	1,398	54
piaskowiec trembowelski	Trembowla	1,074	71
piaskowiec kwarcowy	Szumin	1,117	68
piaskowiec	p. Sambor	1,694	45
piaskowiec wap.	Mikuliczyn	0,955	79
piaskowiec wapienny	Kielnarowa	1,136	67
piaskowiec	p. Rzeszów	1,425	53
	Fujna Górna		

Na tym miejscu zaznacza się, iż wartości zawarte w tabeli X podają jedynie wytrzymałości wykazane przez poszczególne próbki tłucznia a nie gatunki skał. Na podstawie tych cyfr można się więc tylko z grubsza zorientować w jakich granicach obraca się stopień zgniecenia rozmaitych ga-

tunków tłucznia. Ponieważ ilość prób przeprowadzonych dotychczas przez Laboratorium B. D. dla określenia wytrzymałości tłucznia na zgniatanie jest mała, przeto nie można na razie na podstawie liczb zawartych w tabeli X, wyprowadzić dla poszczególnych rodzajów skał wartości przeciętnych odnoszących się do określenia wytrzymałości tłucznia na zgniatanie. Poza tym ponieważ w obrębie jednego i tego samego gatunku tłucznia (bazaltowego czy granitu itd.) występują nieraz bardzo znaczne różnice w wytrzymałości na zgniatanie i uderzenie, przeto przy ocenie rozmaitych gatunków tłucznia należy raczej wchodzić pod uwagę rodzaje tłucznia zbadać niż opierać się na wartościach średnich, wyznaczonych dla danej skały.

b) Wytrzymałość tłucznia na uderzenie

Badanie to przeprowadza się na próbce tłucznia identycznej jak opisano przy próbie na zgniatanie. Próbkę tę umieszcza się w moździeru o wymiarach podanych na rys. 7 i, po nakryciu stałowym tłokiem, poddaje się 20 uderzeniom baby o ciężarze 50 kg spadającej z wysokości 50 cm. Po ukończeniu próby materiał wyjmuje się z moździerza i przesiewa przez sita $\square = 0,2$ mm i $\phi 1,3$ 10 i 30 mm. Oceną dobroci tłucznia jest stopień zmiażdżenia wyznaczony jak przy próbie na zgniatanie.

Obszerne badania przeprowadzone tą metodą przez Stację Doświadczalną Dykcji Kolejowej w Kassel dały następujące wartości średnie wytrzymałości na uderzenie, przy przyjęciu iż wytrzymałość ta dla bazaltu z Kassel wynosi 100.

TABELA XI

Rodzaj skały	Ilość prób	Względna wytrzymał. na uderzenie	
		krańcowe wytrzymałości	średnia wytrzymałość
bazalt z Kassel			100
bazalt	805	66 — 124	96
diabaz	282	53 — 130	94
szarogłaz	224	54 — 109	84
porfir kwarcowy	217	56 — 94	72
granit	214	45 — 88	63
wapień	179	39 — 62	47

Wartości wytrzymałości względnych tłucznia na uderzenie dla skał Polski niestety nie podaję, gdyż do niedawna w Polsce nie było przyrządu pozwalającego na przeprowadzenie tych prób. Obecnie jednak Drogowy Instytut Badawczy przy Politechnice Warszawskiej posiada potrzebne do tego celu urządzenie, i należy spodziewać się, iż wkrótce zostaną opublikowane uzyskane przez ten Zakład wyniki.

Porównując metody badania wytrzymałości tłucznia na uderzenie wprowadzone przez normę DIN. DVM. — 2109 z metodami Schuberta, Piratha itd. należy stwierdzić, iż metody te są dużym krokiem naprzód. Z jednej strony bowiem, skracają bardzo wybitnie czas próby, a z drugiej są nadzwyczaj proste i wskutek tego warunki w

których badanie jest wykonywane są nadzwyczaj jednostajne, co wyklucza w bardzo dużej mierze przypadkowości. Stąd metody te pozwalają na porównywanie wyników otrzymywanych przez różne Zakłady badawcze. Ponadto rozpiętość wartości wykazana przez rozmaite gatunki tłucznia dla określenia ich wytrzymałości na uderzenie jest tak duża, iż pozwala ona na dość dokładną klasyfikację tłucznia pod tym względem.

Na podstawie wartości podanych w tabelach od Nr. I do Nr. XI można stwierdzić, iż według prawie wszystkich metod badawczych rozmaite

gatunki tłucznia można mniej więcej następująco uszeregować co do wytrzymałości na uderzenie i zgniatanie:

- 1) diabaz — bazalt — (andezyt),
- 2) porfir — granit — szarogłaz,
- 3) piaskowiec,
- 4) kwarcyt,
- 5) dolomit — wapień.

Na zakończenie poczuwam się do milego obowiązku podziękowania pp. Wł. Sitce i M. Zarzary za pomoc przy wykonywaniu prób.

LITERATURA

- 1) S c h u b e r t: Schwellenabstand und Bettungsstoff im Eisenbahngleise. Zeitschrift für Bauwesen 1897.
- 2) R u d e l o f f: Untersuchungen von Kies und Steinschlag zur Beurtheilung ihres Werthes als Stopfmaterial für den Eisenbahnoberbau. Mittheilungen aus den königl. techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1897.
- 3) S t ü b e l: Prüfung und Bewertung von Gleisbettungsstoffen. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1930.
- 4) P i r a t h: Versuche über Zertrümmerung von Bettungsschotter unter den Betriebslasten der Eisenbahnen. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1932.
- 5) S t ü b e l: Die Zuverlässigkeit der Schotterprüfungen bei der Reichsbahn. Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens 1933.
- 6) S t ü b e l: Prüfung von Gleisschotter auf Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchung. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1935.
- 7) R o t h f u c h s: Prüfung von Schotter auf Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchung. Der Strassenbau 1931.
- 8) B u r c h a r t z u. S a e n g e r: Beitrag zur Prüfung von Natürlichen und künstlichen Gesteinen auf Schlagfestigkeit. Der Strassenbau 1932.
- 9) B u r c h a r t z u. S a e n g e r: Verfahren zur Prüfung von Schotter auf Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchungen. Der Strassenbau 1933.
- 10) B u r c h a r t z, S a e n g e r u. S t ö c k e: Technische Gesteinprüfung. Forschungsheft 358.
- 11) B u r c h a r t z: Die Verfahren zur Prüfung von Strassenbau- und Gleisbettungsstoffen auf Widerstandsfähigkeit gegen statische und dynamische Beanspruchungen. Internationales Verband für Materialprüfung. Congrès de Zurich 1931.
- 12) norma DIN. DVM. 2109.
- 13) S k a ł m o w s k i: Naturalne materiały kamiczne w budownictwie drogowym.
- 14) Drogowy Instytut Badawczy: Biuletyn Nr. 8.

KRONIKA LABORATORIÓW

W dniu 9 grudnia 1938 r. odbyło się w Warszawie posiedzenie Komisji Laboratoriów. Sprawozdanie z tego posiedzenia zostało opublikowane w numerze 6. z r. 1938 Inżynierii i Budownictwa.

No powyższym posiedzeniu obecni Delegaci Laboratoriów przedstawili sprawozdanie z działalności Laboratoriów za rok 1938, które poniżej podajemy do wiadomości, gdyż zawiera ono niezmiernie ciekawy materiał, świadczący o stałym i szybkim rozwoju naszych prac badawczych w zakresie budownictwa i o rozbudowie laboratoriów.

1. Laboratorium Wytrzymałości Materiałów Politechniki Warszawskiej

W okresie sprawozdawczym, to jest od zebrania delegatów Laboratoriów we Lwowie w 1936 roku, Laboratorium Wytrzymałości Materiałów oprócz bieżących badań cementów, próbek i płyt betonowych, kamieni naturalnych, cegieł i innych wyrobów ceramicznych, próbek drzewa, próbek różnych metali i stalowych spawanych, sprawdzenia maszyn wytrzymałościowych, próbek papy itp., wykonało następujące prace badawcze o większym zakresie:

1) Badania na obciążenie zmienne pulsujące serii belki żelazobetonowych uzbrojonych stalą okrągłą handlową i stalami wysokowartościowymi.

2) Badania przyczepności stali okrągłej handlowej i stali wysokowartościowych do betonu zarobionego cementem glinowym „Alka” przy różnym przechowywaniu próbek.

3) Badania słupów ceglanych bez uzbrojenia (z dziurawki) i uzbrojonych (z cegły pełnej).

4) Badania stropów pustakowych i modeli dźwigarów cienkościennej (lupinowych).

5) Badania szczegółowe sprawności i dokładności dwóch typów maszyn wytrzymałościowych, wykonanych przez firmy krajowe.

6) Badania z różnych dziedzin statyki lotniczej, wykonywane systematycznie dla Dowództwa Lotnictwa M. S. Wojsk.

2. Laboratorium Budowlano - Drogowe Politechniki Lwowskiej

W roku 1938 przeważna część starań i prac Laboratorium B. D. była skoncentrowana na rozbudowie lokalu Laboratorium. Dotychczasowe bowiem pomieszczenie było tak szczupłe i niewystarczające, iż p. Minister Komunikacji plk. Ulrych w uznaniu tego stanu udzielił Laboratorium B. D. na rozbudowę, subwencji w wysokości zł 30.000,—. Ponieważ subwencja ta okazała się za niska, przeto przy życzliwym poparciu p. Rektora Dr E. Suchardy uzyskano z funduszy Politechniki Lwowskiej dodatkową kwotę w wysokości 10.000 zł.

Dzięki tym obu subwencjom Laboratorium B. D. w ciągu 1938 r. nadbudowało i wykończyło we własnym zarządzie II. piętro budynku, w którym dotychczas się mieściło. Obecnie, lokal Laboratorium B. D. składa się z 17 ubikacyj o łącznej powierzchni 415 m², co umożliwia celowe rozmieszczenie i wygodne użytkowanie przyrządów służących do badania gruntu, kamieni, cementu, cegieł, asfaltów, pap itd.

Inwentarz Laboratorium uzupełniono w okresie sprawozdawczym bardzo wydatnie w dziale badania gruntu

i cementu. Obecnie w dziale badań ziem Laboratorium B. D. dysponuje 2 przyrządami do badania kąta tarcia, 4 przyrządami do wyznaczania ścisłości, 3 przyrządami do wyznaczania przepuszczalności i kapilarności oraz całym szeregiem innych drobnych przyrządów.

Dział badania cementu uzupełniono przyrządami do badania skurczu (aparatus Graf Kaufmanna, stolik Haegermanna, termostat).

Poza tym zakupiono chłodnię amoniakalną dla temperatur do -25°C , 4 tensometry do badania odkształceń oraz aparaturę piezokwarcową do równoczesnego wyznaczania wstrząsów w 6 punktach, oraz cały szereg drobnych przyrządów. W końcu Biblioteka Laboratorium B. D. powiększyła się o 97 książek i czasopism.

W okresie sprawozdawczym Laboratorium B. D. wykonało dla przemysłu następującą ilość badań:

1) Materiały ziemne (wraz z ekspertyzami co do fundowania	10
2) Materiały kamienne	19
3) Cement, gips, wapno	16
4) Beton, zaprawa, żelbet	314
5) Ceramiczne wyroby budowlane	28
6) Nawierzchnie bitumiczne, grysy bitum. asfalty	8
7) Woda	7
8) Bitumiczne materiały izolacyjne, papy	5
9) Izolacje cieplne	2
10) Obciążenie stropu	4

Specjalnych natomiast badań naukowych nie przeprowadzono, gdyż warunki lokalowe istniejące w czasie rozbudowy oraz zatrudnienie pracowników przy nadzorze budowy na to nie pozwalały.

3) Drogowy Instytut Badawczy Politechniki Warszawskiej

Instytut posiada obecnie dwa działy:

- 1) Dział drogowy pod kierownictwem prof. M. Nestorowicza — Kierownika Instytutu i Zakładu Budowy Dróg.
- 2) Dział budowlany pod kierownictwem prof. W. Żenczykowskiego — Kierownika Zakładu Budownictwa Ogólnego.

I. Materiały kamienne.

Prowadzone są badania porównawcze tłuczni kamienno-ego z różnych skał na uderzenie i miażdżenie przy pomocy maszyny „Föppla“.

II. Wyroby ceramiczne.

- a) Prowadzone są badania nad normalizacją klinkieru drogowego produkowanego w małych piecach polowych.
- b) Przeprowadzono serię doświadczeń z ceglami budowlanymi wypalonymi z różnych cegielni w celu rewizji norm i wprowadzenia nowych metod badań.

III. Betony i wyroby betonowe.

- a) Przeprowadzono obszerne badania nad wpływem dodatku chlorku wapnia na twardnienie betonu w zwykłych temperaturach.
- b) Przeprowadzono wszechstronne badania płyt chodnikowych ze wszystkich większych betonowni w Polsce w celu rewizji norm i wprowadzenia nowych metod badań.
- c) Przeprowadzono obszerne badania porównawcze z płytami kamiennobetonowymi wykonanymi ręcznie i wibracyjnie.

IV. Grunty.

- a) Przeprowadzono badania i studia w kierunku ustalenia niebezpieczeństwa powstania przelomów.
- b) Przeprowadzono obserwację zachowania się różnych rodzajów gruntów pod wpływem wibracji.

V. Bitumy.

- a) Przeprowadzono badania porównawcze zachowania się różnych materiałów izolacyjnych stosowanych w budownictwie.
- b) Przeprowadzono badania zmierzające do normalizacji pap bitumicznych i mas zalewowych.
- c) Wyszła z druku książka pt.: „Asfalty, smoły i nawierzchnie bitumiczne” jako I. tom wykładów z kursu dla inżynierów drogowych zorganizowanego w D. I. B. w lutym 1938 r.

VI. Materiały izolacyjno-ciepłne (zastępcze).

Zainstalowano w Instytucie nową maszynę typu Porsers'ena do badań przewodności cieplnej i przewodzone są badania tzw. materiałów zastępczych.

VII. Laboratorium wapienne.

Prowadzone są obszerne badania normalizacyjne wapna i zapraw wapienno - piaskowych, obejmujące materiały z wszystkich wapienników w Polsce.

4) Laboratorium do Badania Cementu z fundacji inż. Juliusza, Bolesława i Bronisława Eigerów przy Zakładzie Technologii Chem. Nieorganicznej Politechniki Warszawskiej

Kierownik i asystenci:

Kierownik: Prof. dr Józef Zawadzki.

Asystent Zakładu Technologii Chem. Nieorganicznej przydzielony do Laboratorium do Badania Cementu: inż. Jan Grębski.

Wyposażenie:

Laboratorium korzysta z pełnego urządzenia Zakładu Technologii Chem. Nieorganicznej Politechniki Warszawskiej. Poza tym Laboratorium posiada urządzenie do badań procesu wypalania cementu, oraz do badań fizykochemicznych z dziedziny przemysłu cementowego i ceramicznego, między innymi:

Piec obrotowy do wypalania cementu dług. 7,00 m.

Piece elektryczne do próbnych wypalań.

Aparat Gonnella i Kühla do oznaczania wielkości cząstek.

Mikroskop mineralogiczny, urządzenie do mikrografii i mikroprojekcji.

Urządzenie do badań promieniami Roentgena.

Aparat do dializy.

Badania przeprowadzone przez Laboratorium:

Analizy chemiczne cementu, zapraw betonu itp. oraz badania naukowe związane z powyższymi materiałami.

Badania materiałów ogniotrwałych i ceramicznych.

Warunki dokonywania prac na zamówienie:

Zamówienia przyjmuje Zakład Technologii Chem. Nieorganicznej Politechniki Warsz. za opłatą wg cennika zatwierdzonego przez Min. W. R. i O. P.

5. Laboratorium przewodności dźwięków Politechniki Warszawskiej (Prof. inż. dr W. Żenczykowski)

Laboratorium badania przewodności dźwięków wykonywało ostatnio szereg badań tłumienia dźwięków przy przechodzeniu ich przez ścianki z lekkich betonów oraz z płyt z wełny drzewnej z dwustronnym tynkiem. Schemat aparatury podany jest w „Inżynierii i Budownictwie”, Nr 2—3, r. 1938.

Laboratorium nie może rozwijać w tej chwili pracy naukowo-badawczej, ponieważ nie ma przyznanego kredytu na zaangażowanie choćby jednego pracownika, oraz na zakup nowych aparatów. Prace wykonywane są jedynie w ramach b. szczupłego budżetu Zakładu Budownictwa Ogólnego, przy którym laboratorium zapoczątkowaliśmy.

Niezbędne jest dla rozwoju laboratorium uzyskanie około 10,000,— zł na zakup nowoczesnych aparatów, 3,600,— rocznie na etat asystenta oraz 600,— rocznie na woźnego. Czynniki starania o uzyskanie tych sum u odpowiednich czynników.

6. Ceramiczna Stacja Doświadczalna Politechniki Lwowskiej

W ostatnim roku prace w Ceramicznej Stacji Doświadczalnej P. L. szły w dwóch kierunkach (jak i poprzednio), a mianowicie: z jednej strony polegały one na udzielaniu pomocy naukowo-technicznej klientom, przez badanie nadesłanych przez nich surowców i wyrobów ceramicznych, następnie przez pomoc przy odbiorze materiałów ceramicznych w fabrykach produkujących je, z drugiej zaś strony kontynuowano prace naukowo-badawcze nad surowcami ceramicznymi Polski. W tym zakresie opublikowano 3 prace o glinach ogniotrwałych z okolic Parszowa, Glińska i Krakowa, a obecnie są w toku prace nad glinami z kieleckiego, Wołyńia i Huculszczyzny.

7. Laboratorium Drogowe Urz. Woj. Śl.

Celem Laboratorium Drogowego Urzędu Wojewódzkiego Śląskiego jest kontrola jakości materiałów kamiennych i bitumicznych oraz gotowych nawierzchni budowlanych na terenie Województwa Śląskiego.

W związku z tym Laboratorium wyposażone jest w kompletne urządzenia do badania asfaltów, smół, emulsyj, mas zalewowych, mastyksów, kruszywa kamiennego, gryśów bitumowanych i gotowych nawierzchni bitumicznych.

W roku sprawozdawczym Laboratorium Drogowe przeprowadziło ogółem 123 analizy w tym: analiz mas dywanikowych — 67, nawierzchni bitumicznych — 20, asfaltów — 8, smół drogowych — 7, kamieni — 11, i innych jak: piasku, żwiru, cementu, wody, mas zalewowych — 10.

W ciągu ostatniego roku zakupiono do laboratorium dwa nowe komplety sit do kruszywa, konsystomierz B. R. T. A. do badania wiskozy smół, penetrometr do nawierzchni, aparat Tremmela do badania przesiąkliwości papy i aparat do badania lamliwości papy. Obecnie uruchomiony jest w Laboratorium dział badania gruntów, przy czym wszystkie potrzebne do tego celu aparaty zostały już zamówione.

8. Stacja Doświadczalna i Laboratorium Badań Materiałów Budowlanych (Poznań)

Poznańska Stacja Doświadczalna przeprowadza poza badaniami kontrolnymi na budowach:

1) Badania nad betonem o wysokiej wytrzymałości początkowej i wysokim oporze przeciw ścieralności.

2) Badania najwyższych wytrzymałości możliwych dla betonów o danych przydziale cementu 270, 300, 350, 400 kg cementu na 1 m³ betonu.

3) Badania ścieralności materiałów budowlanych w celu ustalenia skali.

4) Dalszy ciąg badań nad żwirami poznańskimi.

Badania posuwają się w powolnym tempie, a to z braku funduszu na uzupełnienie potrzebnego personelu i uzupełnienie potrzebnych aparatów. Stacja nie otrzymuje żadnych subsydiów.

9. Laboratorium Drogowo - Budowlane Śląskich Technicznych Zakładów Naukowych w Katowicach

W roku bieżącym powiększyliśmy urządzenia nasze przez zainstalowanie dużej piły do cięcia kamieni firmy Henckel, urządzenia dla badania rur kamionkowych i betonowych do półtora metra średnicy oraz przez sprowadzenie dwóch puszek pomiarowych dla cechowania pras hydraulicznych firmy Losenhausenwerck na 5.000 kg i na 100 ton.

Obecnie jesteśmy w toku urządzenia Laboratorium do badania gruntów.

W roku bieżącym przeprowadziliśmy ponad 600 analiz dla przenysłu dotyczących badania betonu, kruszywa, cegły i kamieni na wytrzymałość na ciśnienie, na ścieralność, nasiąkliwość i mrozotrwałość do minus 30°. Następnie badaliśmy rury kamionkowe, betonowe i żelazobetonowe.

Obecnie prowadzimy prace badawcze nad wytrzymałością gruntu budowlanego w związku z odbudową górniczą oraz prace badawcze nad wytrzymałością rur betonowych i kamionkowych.

10. Centralne Laboratorium Badawcze, P. K. P. — Warszawa

Kierownikiem C. L. B. jest nac. inż. Lucjan Hebdziński. Laboratorium wykonuje badania materiałów zakupowanych na potrzeby Polskich Kolei Państwowych. Badania dla innych instytucji czy osób prywatnych przeprowadza się z zezwoleniem Min. Komunikacji, za opłatą wg cennika zatwierdzonego przez Min. Komunikacji.

Wyposażenie: (z zakresu badań mat. budowlanych).

Prasa hydrauliczna f. Amsler na 500 ton (zakres 50, 100, 250, 500 t).

Prasa hydrauliczna f. Amsler uniwersalna na 5 ton (zakres: 500, 1000, 2500, 5000 kg).

Maszyna wytrzymałościowa uniwersalna do 35 ton f. Krause.

Aparat do rozrywania f. Schoper, zakres: 100 i 500 kg.

Młot wahadłowy na 100 kg.

Maszyna zmęczeniowa na długotrwałe skręcenia i zgięcia.

Maszyna zmęczeniowa na długotrwałe uderzenia.

Urządzenia do badania twardości metali (prasa Brinella, durometr Alfa).

Obrabiarki i całkowicie wyposażony warsztat mechaniczny.

Maszyna do cięcia cegieł i kamieni f. Füss.

Szlifierka - polerka 5-wrzecionowa do celów metalograficznych, typ. Würtza.

Mikroskop duży Zeissa do celów metalograficznych. Trzaskawka z sitami do gipsu i cementu.

Komplet sit do badania piasku i żwiru.

Aparat do określania czasu wiązania — ręczny (igła Vicata).

Aparat do określania czasu wiązania (automatyczna rejestracja z wykresem).

Całkowite urządzenie do badania cementów.

Aparat do rozrywania próbek cementowych — Michaelisa.

Urządzenie do badania przepuszczalności wody pod ciśnieniem (do 6 atm).

Pieczęć: kryptolowy do 1850° C, muflowy do 1000° C.

Szafa do zamrażania do — 25° C.

Przyrządy do badania smół i szczeliw.

Całkowicie urządzone laboratorium chemiczne.

W projekcie zakupienie tarczy Böhme, malej prasy do 5 ton, młota wahadłowego na 15 kg.

Centralne Laboratorium Badawcze, poza badaniami niezwiązanymi z budownictwem, przeprowadza:

- analizy chemiczne materiałów budowlanych,
- badania wytrzymałościowe metali, cementów, kamieni sztucznych i naturalnych, skór, papy, papieru,
- badania odporności na wpływy atmosferyczne kamieni, cegieł, betonów, mas izolacyjnych, farb,
- badania metalograficzne,
- badania materiałów ogniotrwałych i ceramicznych,
- badania drewna, środków impregacyjnych, środków przeciwogniowych.

Badania przeprowadza się przeważnie wg odpowiednich norm P. K. N., Ministerstwa Komunikacji lub Wojzkowych.

Specjalnych badań naukowych z zakresu materiałów budowlanych, C. L. B. nie przeprowadzało, z racji braku odpowiedniego pomieszczenia i trudności personalnych a brało jedynie udział przy opracowywaniu norm. Ostatnio, dzięki uzyskanym kredytom z sum zamrożonych w Niemczech, C. L. B. ma możliwość rozszerzenia działów związanych z badaniem materiałów budowlanych, a szczególnie działu ceramicznego i metalurgicznego.

11. Prof. inż. Wacław Paszkowski

W chwili obecnej prowadzi następujące badania:

- nad nowym sposobem mechanicznego stwierdzenia wytrzymałości betonu;
- nad racjonalnym uzbrojeniem belek żelbetonowych na ścinanie.

12. Stacja Doświadczalna dla Badań Gruntowych w Zakładzie Geologicznym U. J. — Kraków — (Kierownik St. Dośw. — Adj. U. J. Inż. W. Pogány)

W ubiegłym roku akad. Stacja Doświadczalna zajmowała się badaniami gruntu pod budowę na obszarze miasta Krakowa. Tu zostały wykonane badania nad wytrzymałością podłoża pod budowę mostu kolejowego oraz magazynów P. K. P. w Niepołomicach.

Prócz badań praktycznych wykonano kilka prac czysto naukowych, jak: badania nad określeniem współczynnika tarcia w gruncie, badania nad określeniem sprężystości nasypów itp.

13. „Galicia”, T-wo Naftowe, Dyrekcja Techniczna w Drohobyczu

Głównym tematem prac ostatniego roku było:

- Badanie składu mieszanek asfaltowych do budowy nawierzchni bitumicznych.
- Ulepszenie jakości asfaltów, otrzymanych z surowców krajowych do zastąpienia produktów sprowadzanych z zagranicy.
- Opracowanie metod fabrykacji materiałów izolacyjnych dla potrzeb budowy, służących dla obrony przeciwlotniczej i gazowej.

14) Inż. Alfred Dziędziul

Pracuje obecnie nad wytrzymałościami różnych materiałów ceglanych oraz specjalnie murów z cegieł pełnych i drążonych (pustaków nośnych). Rezultaty po zakończeniu ogłoszę.

15. „Polmin” — Drohobycz

Laboratorium „Polmin” zajmuje się badaniem materiałów bitumicznych, asfaltowych służących między innymi do celów budownictwa drogowego, izolacji budowlanych itd. Laboratorium organizacyjnie jest podziczone na laboratorium ruchowe i badawcze. Pierwsze zajmuje się przeprowadzaniem oznaczeń i prac biurowych, związanych z ruchem fabryki, zaś laboratorium badawcze zajmuje się pracami o znaczeniu ogólnym, pracami odkrywczymi itd. Laboratorium bitumiczne-asfaltowe będące częścią laboratorium ruchowego jest wyposażone we wszystkie przyrządy konieczne do badania właściwości asfaltów drogowych,

papowych, do izolacji budowlanych itd. Kier. Lab. R. — dr Z. Łahociński; Kier. L. Bad. — inż. Sereda.

16. Centralne Laboratorium Badawcze T-wa „Karpaty” w Jedliczu — inż. Grossman

Laboratorium Badawcze „Karpat” w Jedliczu posiada specjalny dział badania materiałów bitumicznych uszczelniających i to zarówno surowców do ich produkcji jak i fabrykatów gotowych, a więc bitumów specjalnych, lakierów izolacyjnych wodo- i rdzochronnych (Vorlacków), lepników, pap dachowych i izolacyjnych, mas izolacyjnych, drogowych.

Laboratorium jest wszechstronnie wyposażone, dysponuje najnowszymi materiałami i aparatami oraz zespołem sił akademickich oraz laborantów upoważnionych do prac badawczych z zakresu technologii bitumów oraz z zakresu zastosowań materiałów bitumicznych.

Tow. „Karpaty” chętnie podejmuje się prac badawczych o charakterze użytkowym w kooperacji z laboratoriami zrzeszonymi w Komisji Laboratoriów.

BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

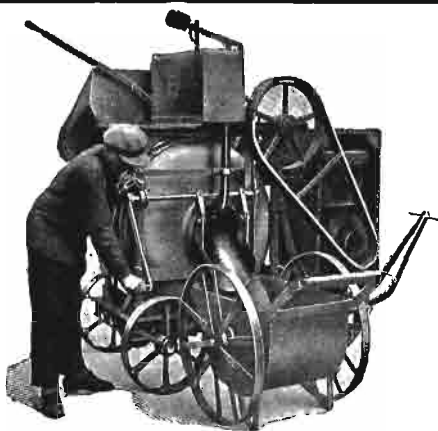
INŻ. JÓZEF SZMIGIELSKI

WARSZAWA, UL. Ś-TO KRZYSKA 16, TELEFON 657-92

WYKONYWA Z GWARANCJĄ IZOLACJE BUDYNKÓW OD WODY
(TARASY, BALKONY, SCHRONY
OPL., KOTŁOWNIE, PIWNICE, itp.)

SPRZEDAŻ PRODUKTÓW IZOLACYJNYCH

T R I C O S A L



MASZyny BUDOWLANE

Betoniarki „NEOROLL”, dźwigi budowlane „BOB”, elektrowibratory, silniki spalinowe „BERNARD”, agregaty oświetleniowe, maszynki do cięcia i gięcia żelaza i stali betonowej, urządzenie pneumatyczne do zasrzyków cementowych, wykańczarki drogowe, stoły wibracyjne, łamacze kamieni, pompy budowlane oraz wszelkie maszyny i narzędzia dla budownictwa lądowego, wodnego i architektonicznego.

Wykonuje i dostarcza.

Biuro Techniczne Inż. Józef Weingrün
Kraków, Groble 19. Telefon 121-45.

Ciepłe, ruchome i niepalne

GARAŻE

pojedyncze i boksy
o stalowej konstrukcji
wypełnionej płytami



„Mastewal” z instalacją elektrycznego
oświetlenia i ogrzewania,

DOSTARCZAMY i MONTUJEMY
po cenach konkurencyjnych

BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

Inż. Aleksander Chmielowski
Warszawa, ul. Krucza 6, m. 7. Tel. 9.99-85

Płyta trzciniowa zbrojona

Szerok. 1,5 m, dług. do 4-ch m, grub. 5 i 3 cm.
TRZCINOWA ZBROJONA PŁYTA izolacyjna
i budowlana firmy „Solomit” prasowana jest pod
ciśnieniem 7 atmosfer.

Skład chemiczny trzciny suszonej, oraz wielka
zawartość zamkniętych przestrzeni powietrznych
dają olbrzymi efekt izolacyjny, dźwiękowy
i ciepły.

Płyty trzciniowe firmy „Solomit” są ciepłe, lekkie,
sztywne i niepalne.

Fabryka płyt budowl.-izolacyjnych „Solomit”
Katowice, ul. Mickiewicza 36, tel. 302.08 i 252.17.

BIURO: WARSZAWA, UL. CHMIELNA 26/12,
Tel. 237-84.