



INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK II

M A J 1939

NR 5

TREŚĆ: A. Pszenicki — O pewnym przypadku rozerwania się przy opuszczaniu kesonu, filara mostu. Dr. A. Chmielowiec — Obliczenie nakładek i ciężaru własnego belki blaszanej. Dr. Z. Wasutyński — Dwa mosty lukowe z belkami stężącymi. Dr. Z. Wasutyński — Most bez łożysk, długości 40 m. Inż. W. Sterner — Uszkodzenie wspomników pewnego mostu drogowego. Inż. Cz. Krzywicki — O związkach między wykresami momentów przęśla belki ciągłej, obciążonej równomiernie. Inż. H. Griffel — Spawane dźwigary szerokostopowe. Pierwszy Polski Zjazd Betoniarów. Recenzje. Z prasy technicznej. Komunikaty Z. P. I. B. Komunikat Departamentu Budownictwa Ministerstwa Spraw Wojskowych. Biuletyn Laboratoriów Budowlanych.

ANDRZEJ PSZENICKI (Warszawa)

O PEWNYM PRZYPADKU ROZERWANIA SIĘ PRZY OPUSZCZANIU KESONU FILARA MOSTU PRZEZ WISŁĘ W PŁOCKU

Jednym z najpewniejszych sposobów pod względem wykonania robót posadowienia podpór na znacznych głębokościach jest niewątpliwie stosowanie sprężonego powietrza — przy użyciu kesonów. Inne sposoby jako to: opuszczane studnie, posady palowe mogą czasami zawieść. Przy opuszczaniu studzien, jeżeli noż studni natrafi na jakikolwiek większy głaz i jeżeli przy wyczerpywaniu gruntu w studni głaz się nie usunie spod noża, to następuje wykrzywienie się studni i studnia przestaje się opuszczać. Usuwanie takich przeszkód jak duże kamienie lub też pnie drzew jest zazwyczaj kosztowne, a przede wszystkim zmusza do i wskutek tego plan wykonania robót w pewnym określonym czasie może ulec znacznym opóźnieniom.

Z palami również są często znaczne kłopoty, gdyż przez pewne warstwy gruntów często nawet niewielkiej grubości pale niechcą iść. Tak np. przez warstwy piasku drobnego, zbite warstwy żwiru, warstwy kurzawek, przez warstwy kamieni. W prawdzie w tych przypadkach można sobie pomóc przez zastosowanie podmywania pali, lecz sposób ten można stosować tylko wtedy, gdy mamy jeszcze warstwy poniżej zalegające, w które możemy wbijać pale normalne za pomocą uderzeń młota kafaru. W przeciwnym razie przy podmywaniu gruntu następuje zamiast zgęszczenia rozrzedzenie gruntu, zatem otrzymujemy wyniki odwrotne, a nie te do których dążymy przy biciu pali, tj. do zgęszczenia gruntu. Muszę tutaj zaznaczyć, że posadę palową uważam pod względem stałości fundamentu za najpewniejszą, o ile tylko pale są należycie wbite i z odpowied-

nim wpędem. Podpory palowe, jak mi to wieloletnia praktyka pokazała osiadają najmniej, a raczej wcale nie osiadają, jeżeli tylko został osiągnięty należyty wpęd i odpowiednie do wpędu zastosowane było obciążenie pali. Mówiąc o stałości posady palowej, mam na względzie podpory podlegające przeważnie ciśnieniom pionowym. Przy znacznych ciśnieniach poziomych, mających miejsce w mostach rozporowych lub w przeczółkach przy wysokich nasypach, stałość podpory nie zawsze może być osiągnięta przy zapewnieniu stałości pali od sił pionowych.

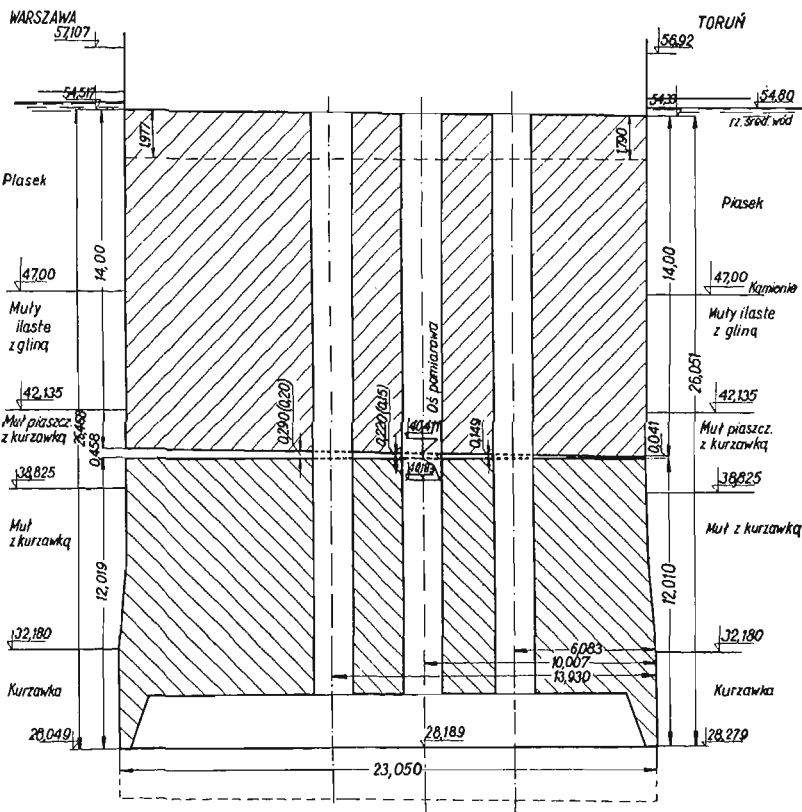
Przy posadowieniu fundamentów na kesonach wszelkie przeszkody, na które natrafiamy usuwamy dosyć łatwo. Prawdopodobnie jednak opuszczanie kesonów wymaga dużych ostrożności, umiejętności a raczej dużego doświadczenia. Przy nieodpowiednim opuszczaniu kesonu, keson może się przechylić i wyprostowanie jego może się okazać nie tylko b. trudne, lecz często nawet niemożliwe. Keson podczas opuszczania może się przesunąć w tę lub inną stronę w płaszczyźnie poziomej lub też może się obrócić koło osi pionowej. Wszystkie tego rodzaju nieprawidłowości w osiadowaniu kesonów mogą powstawać od różnych przyczyn. Nie będę tutaj omawiać tego, gdyż sprawa ta nie wchodzi w zakres niniejszego artykułu. Muszę jednakże zaznaczyć tutaj, że projektowanie samego kesonu, konstrukcja jego noża, szerokość półek poziomych ponad krawędzią noża zależy od charakteru gruntu, przez który ma keson przechodzić. Nadanie należytych wymiarów tym półkom po większej części stanowi o dobrym, prawidłowym i sprawnym opuszczaniu kesonów.

nu. Wielkość podstawy kesonu gra tutaj nie małą rolę. Im większa jest podstawa kesonu tym szerokość półek powinna być większa.

Tak np. przy podstawie kesonu 554 m² szerokość półek stosowałem 0,750 m przy 210 m² — 0,45 m (rys. 1). Grunt w tych przypadkach był jednakowy dosyć słaby. Oczywiście przy kesonach o powierzchni podstawy 554 m² była możliwość prowadzenia murów nie na całej powierzchni sufitów izby roboczej, lecz pozostawiało się studnie o kształcie stożków z wierzchołkami u dołu. Stąd wynikało, że przy stosunku powierzchni kesonów $\frac{554}{210} = 2,64$ stosunek szerokości półek noża był tylko $\frac{150}{450} = 1,70$. Przez stosowanie studzien

(czasowo podczas opuszczania) można było ciśnienie na grunt pod półkami nożów kesonu utrzymać jednakowe. Chociaż jak to już zazaczyłem opuszczanie kesonu nie nastęrcza trudności pod względem wgłębiania się w grunt, to jednak prawidłowe opuszczanie wymaga i umiejętności doświadczenia i pełnego rozumienia czynności jakie mają miejsce podczas opuszczania kesonu. Pewne forsowanie przy opuszczaniu, pewnie nie liczenie się z właściwościami gruntów, przez które keson przechodzi mogą stać się przyczyną czasami poważnych nieprawidłowości, a nawet znacznych komplikacji i to kosztownych.

Zadaniem niniejszego artykułu jest wskazanie na pewien przypadek jaki miał miejsce przy



Rys. 2

opuszczaniu kesonu podpór mostu przez Wisłę w Płocku.

Głębokość opuszczania kesonów pod fundamenty filarów z prawego brzegu Wisły od strony Płocka była dość znaczna. Głębokość ta dochodziła do 30,0 m poniżej poziomu wody normalnej. Przy opuszczaniu kesonów stosowano tutaj sposób zmniejszania ciśnienia w kesonie po wyjęciu gruntu na pewną głębokość poniżej poziomej półki noża kesonu. Przy obniżeniu ciśnienia powietrza w kesonie, ciśnienie na grunt pod półkami wzrastało, grunt spod półki poziomej kesonu wypierało i keson osiadał na pewną głębokość. Nie było to przeto opuszczanie w sposób ciągły, lecz w sposób periodyczny, co pewien czas na pewną głębokość w czasie kilku minut.

Przy jednym z takich osadzeń kesonu w filarze N 5, licząc od lewego brzegu ku prawemu, gdy nóż kesonu był na głębokości około 26,00 m nastąpiło rozerwanie się filara tak, że górne 14 m zawisło zaciśnięte w gruncie, dolne zaś 12,00 m opuściło się. Przy tym rozerwanie i przesunięcie dolnej części względem górnej było nie tylko ruchem postępowym lecz jednocześnie i zrobiło obrót koło osi poziomej, prostopadłej do podłużnej osi filara.

Szczelina pomiędzy górną i dolną częścią filara tworzyła rodzaj klina, którego grubszy koniec od strony izbicy miał wymiar 0,46 m zaś cienki od tyłu miał koło czterech cm (rys. 2). Nóż kesonu okazał się od strony Torunia na kocie 28,279, zaś od strony Warszawy na kocie 28,049, różnica zatem 0,23 m. Ponieważ różnica w szczelinie była 0,458 — 0,041 = 0,417 m przeto należy wnioskować, że miało miejsce przechylenie kesonu względem osi poprzecznej o 0,417 — 0,230 = 0,187 m. Możliwe jest, że było podkopywanie większe noża kesonu od strony Warszawy, mniejsze zaś od strony Torunia, aby wyrównać keson. Mówię tutaj, że możliwe jest, gdyż ustalić tego na miejscu się nie udało.

Z rozmów na miejscu okazało się, że wszystko było robione prawidłowo i że nieszczęście się stało jakby bez przyczyny. Ważne jednakże jest ustalenie choćby teoretycznie przyczyn tego bądź co bądź bardzo rzadko mającego miejsce zjawiska przy opuszczaniu kesonu. W literaturze technicznej tego rodzaju zjawiska są notowane zaledwie kilka razy, dlatego też uważam za stosowne wskazać na to, które miało miejsce w moście w Płocku, i wskazać jednocześnie na te proste i jednocześnie tanie sposoby, które wskazałem, aby opuścić keton tego filara jeszcze na dwa przeszło metry, gdyż oczywiście nie można było posadzić kesonu w kurzawce.

Jak widać z rys. 3, od strony Warszawy mamy znacznie grubszą warstwę kurzawki niż od strony

Torunia, tj. grunt który spływa i który zatem daje mniejsze tarcie. Na kocie koło 40 m gdzie nastąpiło rozerwanie filara i wyżej mamy tak z górnej strony filara jak również i z dolnej tj. od strony dzioba i z tyłu, warstwy gruntu mniej więcej jednakowe, przeto możemy przypuszczać, że ciśnienie na boki filara były tutaj jednakowe na całym jego obwodzie. W dolnej zaś części od strony dzioba tarcie było mniejsze z powodu większej miąższości kurzawki niż od strony tylnej. Następnie z uwarstwienia gruntu widać, że górna część filara miała takie warstwy jak glina z mułem i kamieniami, które przy płaszczu z desek nie tylko naciskały na deski, lecz mogły się nawet wżerać w te deski i tym sposobem jakby w kleszczach trzymać tę część górną. Jeżeli do tego dodamy, że beton fundamentu przy opuszczaniu kesonu ma pewne przemieszczenie i zatem górna warstwa betonu nie jest dobrze powiązana z wykonaną przed przerwą dolną i wskutek tego wytrzymałość betonu na rozerwanie nie jest niewielka, to otrzymamy wszelkie dane, aby wywnioskować dlaczego nastąpiło rozerwanie.

Podkopanie noża kesonu od strony izbicy większe niż od strony tylnej i zmniejszenie ciśnienia dla osadzenie kesonu spowodowało, że górna część filara wzięta jakby w kleszcze przez siły tarcia utrzymana została przez te siły, dolna zaś, będąc w kurzawkach i mając mniejsze podparcie od strony izbicy, oderwała się od górnej, dążąc do wyrównania ciśnienia na grunt stosownie do podkopania noża.

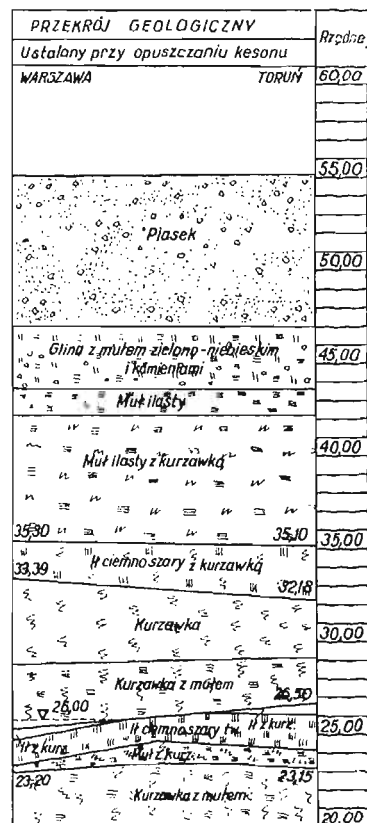
Przypuszczenia, że filar został złamany przez siły powstałe wskutek ruchu całej warstwy ziemi, a raczej pewnej warstwy dna Wisły, niestety nie trafia mi zupełnie do przekonania. Jak widać z przekroju podłużnego filara rys. 1. część dolna filara oderwana od górnej znajdowała się w warstwach gruntów kurzawkowych, grunty te wywierały oczywiście, jak już wskazałem, mniejsze tarcie niż grunty górnej części i to było przyczyną rozerwania się filara. Rozerwanie filara miało miejsce dnia 17 lipca 1937 roku.

Wezwany do leczenia tej tak dużej rany filara w dniu 18 lipca, przyjechałem do Płocka z Morszyna w dniu 19 lipca. Pierwszą rzeczą było oczywiście nie leczenie rany, lecz zastanowienie się jak dalej postąpić, gdyż zatrzymanie kesonu w kurzawce nie mogło mieć miejsca i należało przejść jeszcze koło 2,5 m, aby werznąć nóż kesonu w twardym ile, lub w każdym razie posadowić fundament filara na tym ile.

Pierwsze sugestie jakie mi narzucono, dotyczyły opuszczenia trzech studzien w kesonie, który miał pozostać na tej kocie, przy której nastąpiło rozerwanie. Przy trzech studniach o jak największych wymiarach w planie możliwych w kesonie, ciśnienie na grunt otrzymywało się około 25 kg/cm². Brano wtedy do pomocy siły tarcia i przy ich pomocy zredukowano to ciśnienie do 12 kg/cm². Przy prawidłowym posadowieniu filara ciśnienie na grunt wynosiło koło 10 kg/cm². Oczywiście mógłbym się zgodzić przy tej głębokości posadowienia na 12 kg/cm², o ile bym miał pewność, że siły tarcia nigdy nie zawiodą. Lecz

niestety tego przeświadczenia nie miałem. Zresztą trzymałem się i trzymam tej zasady, że siły tarcia jako siły szkodliwe należy uwzględniać, zaś jako siły pożyteczne należy uważać za wątpliwe i dlatego też w takich warunkach, jakie miały miejsce w rozpatrywanym przypadku nie mogłem się zgodzić na ich uwzględnianie.

Drugie rozwiązanie które mi podsuwano, to zapuszczanie w kesonie pali wierconych koło 300 sztuk z dość znacznym ciśnieniem na pal bo dochodzącym do 36 t na pal. Ponieważ wykonywanie w ogóle robót w kesonie przy prawie trzech atmosferach dodatkowego ciśnienia jest uciążliwe, nie wierzyłem, aby robota taka mogła być wykonana dobrze. Zresztą nie miałem pewności, czy pale wiercone w kurzawce mogą być dobrze wykonane i czy w ogóle ciśnienie na pale będzie



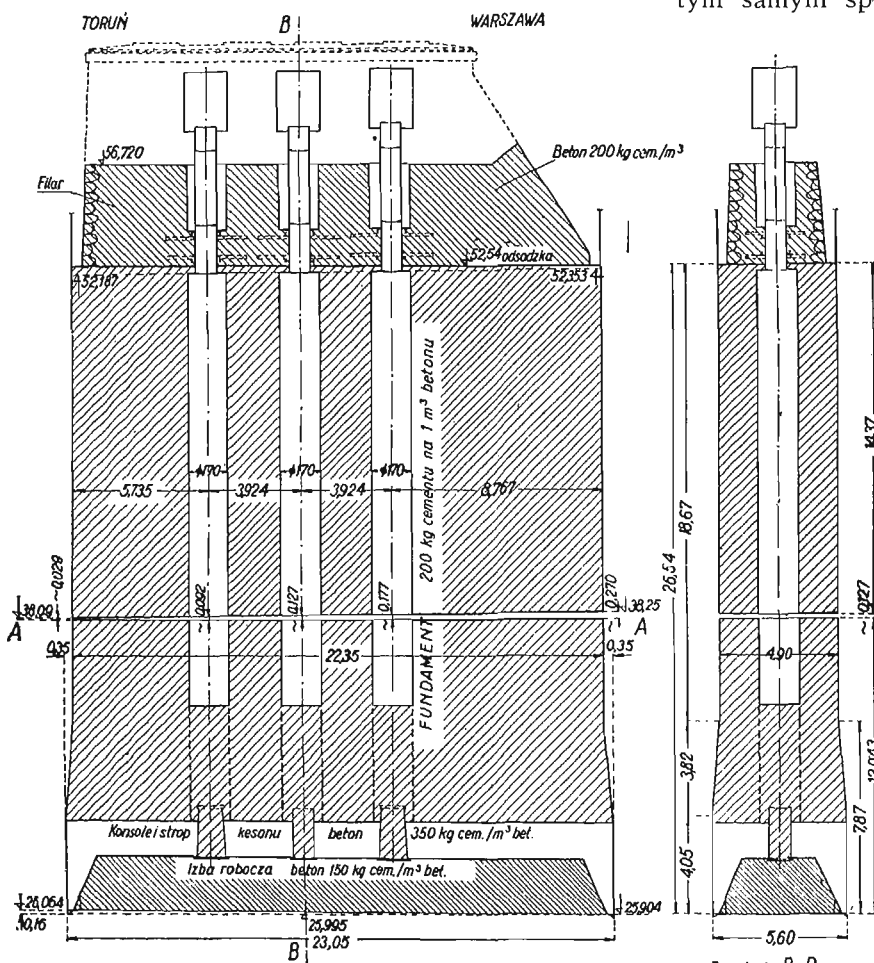
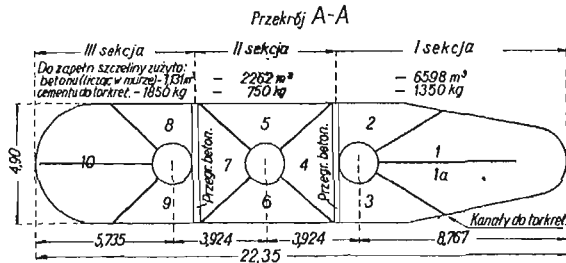
Rys. 3

równomierne. Obawiałem się również przebicia stosunkowo niewielkiej grubości warstwy łu przez poszczególne pale, oraz miałem wątpliwości czy w ogóle można by było rozmieścić te pale na niewielkiej płaszczyźnie, przeto i ten sposób odrzuciłem tym więcej, że oba te sposoby były b. kosztowne i wymagały dużo czasu na ich wykonanie.

Wybrałem sposób najprostszy, który początkowo trafił na b. duży sprzeciw szczególnie ze strony pewnych osób firmy wykonywującej opuszczanie kesonu filaru N 5 i pewny sceptycyzm ze strony innych uczestników narady nad usadowieniem filara, który wkroczył na błędną drogę. Zaproponowałem, aby górną część filara, o ile możliwości obciążyć żwirem, który był przygotowany do betonu i leżał tuż przy filarze. Filar N 5

przypadł akurat na wyspie i obciążenie górnej części nie przedstawiało najmniejszej trudności. Obciążenie to doprowadzone było do 5 m wysokości od strony izbicy i do 4 m od strony przeciwnej filara. Po obciążeniu zaleciłem grunt usuwać w kesonie tak, jakby szło normalnie opuszczanie kesonu. Po takim wybraniu gruntu z kesonu robotnicy mieli być usunięci z kesonu na wszelki przypadek a boki górnej części filara

Rys. 6



Rys. 4.

później trudno było ją zapełnić betonem. Po odpowiednim podmyciu boków górnej części filara poleciłem stopniowe zmniejszanie ciśnienia w izbie roboczej i obserwowanie szybów kesonowych i górnej części filara, czy opuszczają się jednocześnie. Po tych zarządzeniach, a raczej radach, wyjechałem, nie dawszy jakichkolwiek innych rad, pomimo żądania ich ode mnie, gdyż temu prostemu sposobowi leczenia nie dawano wiary. Jeden jedyny człowiek, który zdaje się uwierzył w celowość moich rad to był ś. p. Bernard Morawski, który był kierownikiem robót z ramienia firmy K. Rudzki i który rzekł: „a to się udać może“.

Po tygodniu otrzymałem pierwszą wiadomość, że przy pierwszym wykonaniu zaleceń obie części — dolna i górna opuściły się na 13 cm. Było to dowodem trafności mej rady i dlatego też z daleka od Warszawy poleciłem inżynierowi, który do mnie przyjechał z rezultatami pierwszej próby, zastosowanie dalszego opuszczania kesonu tym samym sposobem zachowując nadal ostrożność — według zaleconego przeze mnie sposobu. W dniu 31 lipca keson został opuszczony do koty 26,00 m, tj. został posadowiony na warstwie iltu twardego. Szczelina właściwie pozostała tej samej wielkości, jaka się wytworzyła pierwotnie, gdyż zapełniła się od razu drobnym zwartym piaskiem i mułkiem kurzawkowym. Zapelnienie izby roboczej odbyło się oczywiście normalnie. Zatem pierwsza część i można powiedzieć najważniejsza przeszła szczęśliwie. Następną fazą robót polegała na tym, aby ze szczeliny usunąć piasek, mułek i inne naleciałości warstw ziemi i zastąpić je betonem i zaprawą cementową.

Wykonanie tych robót było następujące. Studnie szybowe zapełnione były betonem mniej więcej do wysokości dwa metry, niedochodzącej do szczeliny. Studnie te następnie wykorzystane były jako rury szybowe tak, że szluzy kesonowe umocowane były w tych studniach, jak to widać z rys. 4. i 5. Ponieważ studnie te były niedostatecznie szczelne dla powietrza sprężonego, przeto powierzchnia ich boczna była wyłożona warstwą zaprawy cementowej z cementu alca.

Przekrój B-B

Rys. 5

zawieszoną poleciłem podmywać za pomocą rur o średnicy 20 — 25 mm i pod ciśnieniem, aby zmniejszyć przez podmywanie tarcia. Było to nic innego jak tylko postępowanie w myśl przysłowia rosyjskiego: „czem uszibiasia tiem i leczysz“, „czym żeś się skaleczył, tym się kuruj“. Tarcie sprawiło nie szczęście, usuwaj tarcie! Oczywiście nie łudziłem się, aby przy tym szczelina się zmniejszyła. Zresztą byłoby nawet niedobrze, aby była b. wąska, bo by

W planie szczelina podzielona została na trzy części przegrodami z betonu tłustego na cementzie szybkowiązującym i następnie za pomocą specjalnych łomów składanych z rur łączonych na śruby i specjalnych grac usuwano ziemię ze szczeliny. Po usunięciu ziemi i przepłukaniu szczeliny strumieniami wody pod ciśnieniem z danego odcinka, betonowano go. Na rys. 6. pokazany jest podział na 10 odcinków, które w kolejności ich

numeracji oczyszczano i betonowano. W trzech sekcjach przekroju poziomego filara pozostawiono dziesięć otworów rurowych w betonie, za pełniającym szczelinę powstałą od rozerwania filara. W otwory te następnie przez szczelną wstawianą do ich wejść rurę stalową nagniatano za pomocą cementową pod ciśnieniem około 8 atmosfer, aby wszelkie puste miejsca, które pozostały wskutek niezupełnie szczelnego wypełnienia szczeliny betonem, ostatecznie uszczelnić.

Ilość zużytego betonu była dokładnie mierzona i po obliczeniu objętości jego okazało się, że do wypełnienia zużyto większą objętość betonu od objętości teoretycznej szczeliny. Więcej betonu poszło dlatego, że przy oczyszczaniu szczeliny wygarniano i część betonu, który pozostał luźny przy rozerwaniu się filara, a następnie przy podbijaniu betonu w szczelinie część betonu mogła wyjść poza obręb przekroju filara. Na rys. 6 pokazane są objętości betonu użytego do zapelnienia szczeliny oraz cementu do zastrzyków pod ciśnieniem. Z tych objętości wynika, że w sekcji I. poszło 6,6 m³ betonu i 1350 kg cementu. W szczelinie największej i najdłuższej betonowanie do pewnego stopnia było utrudnione, mogły więc pozostać pewne miejsca puste i dlatego cementu do torcretowania poszło dosyć dużo. Środkowa część zajmująca pośrednie miejsce

wchłonęła tylko 2,3 m³ betonu i cementu do zastrzyku 750 kg. Betonowanie to było łatwiejsze, głębokości mniejsze. Wreszcie sekcja III. przyjęła mało betonu, bo 1,13 m³ — szczelina wąska, dochodząca do 3 cm, betonowanie szczelne utrudnione. Po betonowaniu pozostały szczeliny, które wchłonęły 1850 kg. cementu.

Studnie szybowe, jak już zaznaczyłem, polecone było zabetonować nie dochodząc dwa metry do szczeliny, o to w tym celu, aby robotnik staawszy na odpowiednim stoku mógł dogodnie pracować przy oczyszczaniu i betonowaniu szczeliny, pozostając na niewielkim wzniesieniu, a nie w wodzie, gdyż w studniach tych oczywiście zawsze była woda, którą odpompowywano. Plan wypełniania szczelin był ustalony a priori i był ściśle wykonany przez prowadzącego roboty ze strony firmy s. p. inż. B. Morawskiego, który ufając już wskazówkom zaznaczył, że wykona wszystko co do joty. Uważam, że zagadnienie to rozwiązane zostało i w sposób najprostsz i najtańszy. Czy jednak przy innych warunkach dla zmniejszenia tarcia pomiędzy bokami filarów opuszczanych za pomocą kesonów a gruntem nie trzeba będzie stosować jakichkolwiek innych środków zamiast oplukiwania wodą, nie wiem, lecz nie chciałbym twierdzić, że woda jest jedynym środkiem.

Dr Inż. ALFONS CHMIELOWIEC (Lwów)

OBLICZENIE NAKŁADEK I CIĘŻARU WŁASNEGO BELKI BLASZANEJ

Znany wzór na grubość d nakładki belki blaszanej¹⁾ wymaga ściśle biorąc metody iteracji, czyli kolejnych przybliżeń, gdyż po prawej stronie zawiera szukaną wielkość. Prof. K. F. Vetulani²⁾ podał jego drugie przybliżenie w postaci, która dzięki wprowadzeniu modułów przekroju nie jest bardzo zawiła, a jednak uwalnia od iteracji.

Ponieważ szereg wartości przybliżonych wzoru iteracyjnego jest bardzo zbieżny, już pierwsza wartość przybliżona jest dostatecznie dokładna, zwłaszcza gdy jako wartość wyjściową zamiast $d = 0$ przyjmujemy np. $d = 2$ cm.

Dlatego nie będziemy dążyć do wyrugowania niewiadomej z prawej strony wzoru. Natomiast chętnie skorzystamy z modułów przekroju jako danych. Jako niewiadomą obierzemy przekrój użyteczny nakładki. Tak otrzymany wzór (8), zaleca się nadzwyczajną prostotą. Opierając się na nim znajdziemy ciężar własny belki blaszanej i podstawę do wzoru (8), uwzględniając ten ciężar.

Dane są moment gnący M i naprężenie do-

puszczalne k , czyli dany jest potrzebny moduł przekroju.

$$W = \frac{M}{k} \quad (1)$$

Odpowiednio do warunków obieramy pewien przekrój podstawowy. W konstrukcji nitowanej będzie to ścianka i 4 kątowniki, w konstrukcji spawanej sama ścianka lub pewien dźwigar walcowany. Oczywiście przekrój belki a więc i przekrój podstawowy będzie symetryczny względem osi poziomej.

Nazwijmy (rys.) h_0 wysokość, zaś I_0 moment bezwładności przekroju podstawowego z potrąceniem dziur na nity pionowe, to jego moment oporu

$$W_0 = \frac{2 I_0}{h_0} \quad (2)$$

będzie oczywiście znacznie mniejszy od W . Możemy go obliczyć wg (2), albo znaleźć w odpowiednich tablicach. Przez dodanie (dospojenie względnie donitowanie) nakładek na górze i od spodu przekroju podstawowego, o przekroju użytecznym łącznie $2 F_n$ zwiększamy moment bezwładności o I_n tak, że całkowity moment bezwładności będzie

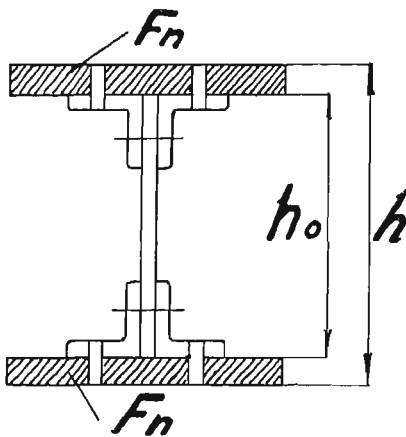
$$I = I_0 + I_n$$

¹⁾ Thullie; Mosty blaszane, Lwów 1905, str. 4. Podręcznik statyki. Wydanie III. Lwów 1917, str. 188.

²⁾ K. F. Vetulani; Wzór przybliżony dla projektowania nakładek belki blaszanej. Księga Pamiątkowa ku uczczeniu zasług doktora h. c. Prof. M. Thulliego. Lwów — 1932.

wysokość belki wzrośnie do h (rys.) zaś moment oporu

$$W = \frac{2I}{h} \quad (3)$$



osiągnie wartość żadaną (1).
Zatem wg (2) i (3)

$$I_n = I - I_o = \frac{1}{2}(Wh - W_o h_o) \quad (4)$$

Jeżeli odstęp środków ciężkości nakładki górnej i dolnej jest h_1 to

$$I_n = 2F_n \left(\frac{h_1}{2}\right)^2 = \frac{F_n}{2} h_1^2 \quad (5)$$

Z porównania (4) i (5) wynika

$$F_n = \frac{Wh - W_o h_o}{h_1^2} \quad (6)$$

Jeżeli d jest grubość nakładki to

$$h_1 = h_o + d$$

zaś $h = h_o + 2d$ (7)

Ponieważ d jest małe w porównaniu z h_o , możemy napisać z wielkim przybliżeniem

$$h_1^2 = h_o h$$

Podstawmy to w (6) to otrzymamy

$$F_n = \frac{W}{h_o} - \frac{W_o}{h} \quad (8)$$

Wzór ten łatwo spamiętać, bo ma po prawej stronie tylko dwie pary symboli W, h i W_o, h_o , jedna odnosi się do przekroju całkowitego, druga do przekroju podstawowego. Jeżeli z tych symboli mamy stworzyć różnicę ilorazów narzuca się taka kombinacja, aby w każdym ilorazie było coś z jednej i coś z drugiej pary. Wymiar powierzchni narzucony przez lewą stronę równania (8) i warunek, że odjemna musi być większa od odjemnika ograniczają ilość takich kombinacji do jednej, jedynej, więc pomyłka jest niemożliwa.

Wzór (8) wynika wprost z wzoru wspomnianego na wstępie, jeżeli go przy naszym znakowaniu uprościmy podstawieniami (1), (2) i (7) i podzielimy przez szerokość użyteczną b . Zawiera on, jakżeśmy wspomnieli, niewiadomą z prawej strony. Nie znając bowiem grubości d nie znamy też h wg (7). Ale ponieważ w ogóle d jest małe w porównaniu z h_o nie popełnimy wielkiego błędu

przyjmując za d np. 2—4 cm i wstawiając w (8) $h = h_o + 4$ cm lub $h_o + 8$ cm.

Obliczywszy F_n dobieramy szerokość użyteczną b i grubość nakładki d tak żeby było ile możliwości $bd = F_n$.

Z powodu zaokrąglenia szerokości całkowitej $b + 2\phi$ (ϕ średnica nita pionowego) na parzyste centymetry a grubości d na milimetry, wypadnie bd nieco większe od F_n . O ile z tego doboru wyniknie d znacznie większe od przyjętego to należy je wstawić w (7) i (8) i F_n poprawić, poprawka będzie w każdym razie znikoma.

Jest zaletą wzoru (8), że pozwala na obiór obu wymiarów b i d dopiero po obliczeniu pola przekroju F_n a więc, że nie zmusza, jak inne wzory do przyjęcia już naprzód pewnej szerokości b . Z tablicy przekrojów płaskowników, wyrabianych przez huty, łatwo znaleźć taki, który bardzo mało odbiega od obliczonego F_n . Niekiedy trzeba przekrój F_n złożyć z kilku płaskowników, nie zawsze nawet o tej samej szerokości (np. w konstrukcjach spawanych), co łatwo da się zrobić bez wielkiej straty materiału, gdy tylko będzie wolno poruszać się swobodnie w granicach obliczonego F_n .

Przyjęliśmy na początku jako dane M, k a więc i W wg (1). W rzeczywistości M nie jest dane dokładnie, bo nie znamy przekroju, a więc i ciężaru samej belki. Musimy go oszacować na oko.

Przekrój belki blaszanej

$$F = F_o + 2F_n \quad (9)$$

w którym F_o = przekrój podstawowy, daje możność skontrolowania przyjęcia ciężaru własnego g . Możemy przyjąć

$$g = \beta F \cdot 0,785 \quad (10)$$

g w kg/mb, F w centymetrach kwadratowych. Spółczynnik β (1,1 dla belek spawanych, 1,2 dla nitowanych) pochodzi od stężeń i nadmiaru przekroju z powodu otworów na nity i z powodu główek nitowych. Dla dźwigarów walcowanych I , wzmocnionych nakładkami dospojonymi, $\beta = 1$. Kontrolę g możemy dokonać zanim jeszcze obraliśmy b i d , a więc bez ewentualnej poprawki dla F_n . Dla oszacowania ciężaru własnego belki przed jej obliczeniem możemy przyjąć $h = 1,1 h_o$ więc do wzoru (9) możemy zamiast (8) wstawić

$$F_n = \frac{W - 0,9 W_o}{h_o}$$

Dla belek spawanych, złożonych ze ścianki o wymiarach h_o i δ i z nakładek jest

$$W_o = \frac{\delta}{6} h_o^2 = \frac{F_o h_o}{6}, \quad \frac{W_o}{h} = \text{ok.} \frac{F_o}{6,5}$$

Przykład: Dane $W = 7214 \text{ cm}^3$
 $h_o = 55 \text{ cm}$

1. Dwuteownik wzmocniony

$$W_o = W_x = 3607 \text{ (z tablic.)} \quad F_o = 213 \text{ cm}^2$$

$$\text{wg (8)} \quad F_n = \frac{7214}{55} - \frac{3607}{59} = 131 - 61,2 = 69,8 \text{ cm}^2$$

Dobieramy pl. 30 . 24 lub 24 . 3 $F_n = 72 \text{ cm}^2$

$$\text{wg (9)} \quad F = 213 + 2 \cdot 72 = 357 \text{ cm}^2$$

$$\text{wg (10)} \quad g = 357 \cdot 0,785 = 280 \text{ kg/mb}$$

2. Blachownica spawana

$$\text{Scianka } F_o = 55 \cdot 1'6 = 88 \text{ cm}^2$$

$$W_o = \frac{88}{6} \cdot 55 = 806$$

$$F_n = \frac{7214}{55} - \frac{806}{59} = 131 - 13'7 = 117'3 \text{ cm}^2$$

Sprawdzenie: $h = 55 + 2 \cdot 3'5 = 62$ $806 : 62 = 13'0$

$$F'_n = 131 - 13 = 118 \text{ cm}^2 < 119$$

$$F = 88 + 2 \cdot 119 = 326 \text{ cm}^2$$

$$g = 1'1 \cdot 326 \cdot 0'785 = 280 \text{ kg/m}$$

W danym wypadku blachownica spawana tyle waży co dwuteownik wzmocniony.

3. Blachownica nitowana.

$$\text{Scianka } 55 \cdot 1'6 = 88 \text{ cm}^2 \quad 88 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ kątówki } 80 \cdot 80 \cdot 10 = 60'4$$

$$\text{nity } \varnothing 22 = 4'4 \quad 56 \text{ cm}^2$$

$$F_o = 144 \text{ cm}^2$$

$$e = 2'34 \quad 55 : 2 = 27'5 \quad 27'5 - 2'34 = 25'16$$

$$\frac{1'6}{12} \cdot 55^3 = 22400$$

$$56'0 \cdot 25'16^2 = 35400$$

$$4 \cdot 87'5 = 350$$

$$I_o = 58150$$

$$W_o = 58150 : 27'5 = 2119$$

Przyjmujemy $h = h_o + 9 \text{ cm}$

$$F_n = \frac{7214}{55} - \frac{2119}{64} = 131 - 33'1 = 97'9$$

$$= 22'6 \cdot 4'4 \quad 22'6 + 2 \cdot 2'2 = 27$$

2 płaskowniki 270 \cdot 22

$$F = 144 + 2 \cdot 97'9 = 340 \text{ cm}^2$$

$$g = 1'2 \cdot 340 \cdot 0'785 = 320 \text{ kg/cm}^2$$

W danym wypadku blachownica nitowana jest o około

$$(320 - 280) : 3 = 40 : 3 = 13'3\%$$

cięższa od blachownicy spawanej.

Zamiast szacować „na oko” ciężar własny i jego moment, można też go obliczyć w następujący sposób. Nazwijmy M' tę część momentu, która pochodzi od ciężaru ruchomego M_r i od ciężaru stałego M_s z pominięciem ciężaru własnego samej belki blaszanej i ewentualnie także tężników, więc

$$M' = M_r + M_s \quad (11)$$

zaś M'' moment od ciężaru własnego belki ewent. łącznie z tężnikami. M' jest dane, M'' niewiadome, całkowity zaś moment wynosi

$$M = M' + M'' \quad (12)$$

Nazwijmy

$$W' = \frac{M'}{k} \quad \text{to z uwagi na (1) i (12)}$$

$$W - W' = \frac{M''}{k}$$

Nazwijmy

$$F'_n = \frac{W'}{h_o} - \frac{W_o}{h}$$

to z uwagi na (8)

$$\Delta F_n = F_n - F'_n = \frac{W - W'}{h_o} = \frac{M''}{kh_o} \quad (13)$$

Nazwijmy

$$F' = F_o + 2 F'_n$$

to z uwagi na (9)

$$F - F' = 2(F_n - F'_n) = \frac{2 M''}{kh_o} \quad (14)$$

Ale $M'' = \frac{1}{n} g L^2 = \frac{\beta}{u} \gamma F L^2 \quad (15)$

gdzie L = rozpiętość teoretyczna, $n \approx 8$ dla belki wolno podpartej, $\gamma = 7'85 \text{ t/m}^3$, ciężar właściwy stali.

Nazwijmy

$$e = \frac{2\beta\gamma L^2}{nk h_o} \quad (16)$$

to prawa strona równania (14) będzie eF zatem

$$F(1 - e) = F'$$

Pomnóżmy to przez $\beta \cdot 0'785$ i nazwijmy analogicznie do (10)

$$g' = \beta \cdot 0'785 \cdot F'$$

to otrzymamy wzór na ciężar 1 mb belki

$$g = \frac{g'}{1 - e}$$

Ponieważ e jest bardzo małe w porównaniu z jednością, można też napisać

$$g = g' + eg' \quad (17)$$

Poprawka eg' jest wygodniejsza w postaci :

$$100 e \cdot \frac{g'}{100}$$

g' jest to ciężar belki odpowiadający momentowi M' .

W (16) należy wielkości mianowane $\gamma L k h_o$ wyrazić w tonach i metrach (albo w kilogramach i centymetrach), pamiętając o tym, że $1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$

Znalazłszy g obliczymy M'' wg (15)

$$\Delta F_n \text{ wg (13), w końcu}$$

$$F_n = F'_n + \Delta F_n$$

Tężniki wliczyliśmy do ciężaru belki, należy więc odpowiednio β zwiększyć np. o 10%. Zamiast tego można je zaprojektować zaraz po przyjęciu przekroju podstawowego F_o , zestawić ich ciężar i moment od niego dodać do M' .

Przykład. Most drogowy II. kl. $L = 16 \text{ m}$. Dźwigary główne blaszane spawane co 1'7 m. Na nich płyta żelbetowa 16 cm i żwirówka średnio 20 cm.

$$\text{żwir } 0'20 \cdot 1900 = 380 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{płyta } 0'16 \cdot 2400 = 384 \text{ "}$$

$$764 \text{ kg/m}^2$$

$$M_s = \frac{1'7 \cdot 0'764}{8} 16^2 = 41'5 \text{ tm}$$

$$M_r = 0'8 \cdot \frac{1'7}{2'5} 85'1 = 46'4 \text{ tm}$$

$$M' = 87'9 \text{ tm}$$

$$k = 900 + 3 \cdot 16 = 948 \text{ kg/cm}^2$$

$$W' = \frac{8790000}{948} = 9260 \text{ cm}^3$$

$$\text{Scianka } F_o = 1'8 \cdot 80 = 144 \text{ cm}^2$$

$$W_o = \frac{1}{6} 144 \cdot 80 = 1920 \text{ cm}^3$$

$$W' : h_o = 9260 : 80 = 115'75 \text{ cm}^2$$

$$W_o : h = 1920 : 85 = 22'60 \text{ "}$$

$$F'_n = 93'15 \text{ cm}^2$$

$$F' = 144 + 2 \cdot 93,15 = 330,3 \text{ cm}^2$$

Uwzględniając tężniki przyjmijmy $\beta = 1'2$

$$g' = 1'2 \cdot 0'785 \cdot 330'3 = 310 \text{ kg/m}$$

$$e = \frac{2 \cdot 1'2 \cdot 7'85 \cdot 16 \cdot 16}{8 \cdot 9480 \cdot 0'80} = 0'0795$$

$$eg' = 7'95 \cdot 3'10 = 24'6$$

$$g = 3100 + 24'6 = 334'6 \text{ kg/m}$$

$$M'' = \frac{1}{8} 0'346 \cdot 16^2 = 10'7 \text{ tm}$$

$$\Delta F_n = \frac{1070000}{948 \cdot 80} = 14'1 \text{ cm}^2$$

$$F'_n = 93'15 \text{ ,,}$$

$$F_n = 107'25 \text{ cm}^2$$

Dobieram pl. $360 \cdot 30 = 108 \text{ cm}^2$.

Sprawdzenie naprężeń

$$F = 144 + 2 \cdot 108 = 360 \text{ cm}^2$$

$$g = 1'2 \cdot 0'785 \cdot 360 = 339'1 \text{ kg/m}$$

$$M'' = \frac{1}{8} 0'3391 \cdot 16^2 = 10'85 \text{ tm}$$

$$\frac{M'' = 87'90 \text{ ,,}}{M' = 98'75 \text{ tm}}$$

$$I_o = \frac{144}{12} \cdot 80^2 = 77000 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 216 \cdot 415^2 = 372000 \text{ ,,}$$

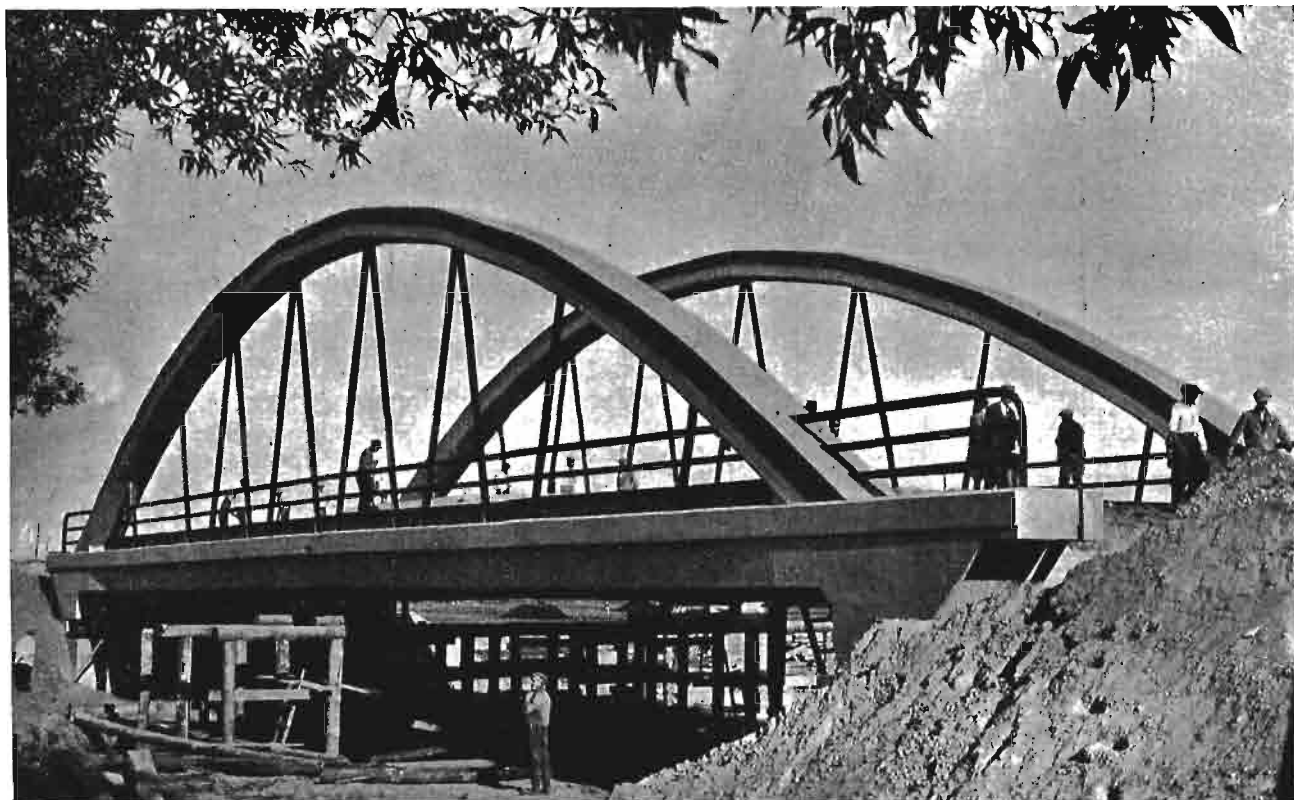
$$I = 449000 \text{ cm}^4$$

$$W = I : 43 = 10410 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{9875000}{10410} = 948 \text{ kg/cm}^2 = k.$$

Dr Inż. ZBIGNIEW WASIUTYŃSKI (Warszawa)

DWA MOSTY ŁUKOWE Z BELKAMI STEŻAJĄCYMI



Rys. 1. Most przez Mławkę w Szreńsku 1937 r.

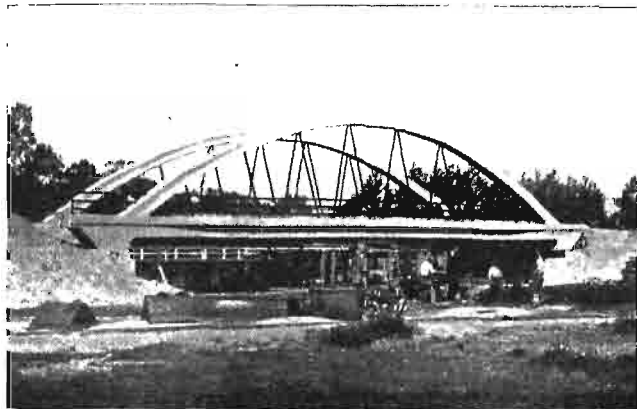
Kształt głównego elementu konstrukcyjnego w mostach łukowych jest związany z układem sił w nim działających. Siły wewnętrzne łuku, wywołane obciążeniami stałymi, dają się sprowadzić niemal wyłącznie do sił normalnych, jedynie przez dostosowanie kształtu do obciążeń. Ma to dwojakie znaczenie.

Po pierwsze konstrukcyjne: gdyż tworzywo poddane wyłącznie ścisłaniu jest lepiej wykorzystane wytrzymałościowo od tegoż tworzywa poddanego chociażby częściowo zginaniu, a cały ustrój w ten sposób wykonany jest sztywniejszy przy tej samej ilości tworzywa.

Po drugie ma to znaczenie estetyczne: gdyż

kształt łuku wyraża wówczas z przedziwną wyrazistością grę sił wewnętrznych, dając wrażenie wzrostu siły i celowości konstrukcji nawet zupełnym laikom nic nie wiedzącym o siłach wewnętrznych. Dlatego to łuki są od tysięcy lat klasycznym przykładem estetyki form konstrukcyjnych. Ich wartości estetyczne wynikają z wartości konstrukcyjnych. Stąd estetyka łuków jest znamieną przez swą obiektywność i brak jakichkolwiek cech, zależnych od osobowości architekta, jego niedoskonałości lub błędów.

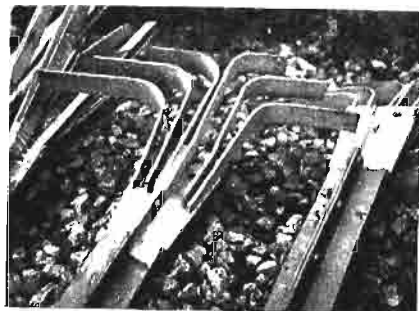
Do wyznaczania kształtów konstrukcyjnych mamy metody matematyczne, dające dowolną dokładność, a w rysunku, czy też w wyrobieniu na



Rys. 2. Most przez Mławkę w Szeńsku.



Rys. 3. Wiadukt nad torami w Kłomnicach (1939 r.).



Rys. 5. Zakotwienie wieszaków w lukach mostu w Szeńsku.

oko kształtów dających wrażenie estetyczne, zawsze są nie tylko nieścisłości lecz i dowolności, przeto droga konstrukcyjna w kształtowaniu łuków nie daje się zastąpić drogą subiektywnego odczucia nawet najdoskonalszego artysty.

Choć więc w łukach wartości konstrukcyjne są wzajemnie związane z estetycznymi, jednak w ich kształtowaniu niezawodną jest tylko droga konstrukcyjna pociągająca za sobą zawsze estetykę kształtu. Wycucie estetyczne jako subiektywne nie zawsze prowadzi do bezbłędnych kształtów konstrukcyjnych.

Mogłoby się więc здаwać, że należy dbać jedynie o ścisłość kształtu konstrukcyjnego łuku, a estetyka budowli będzie przez to samo zapewniona. Takie mniemanie nasuwa zaraz zastrzeżenia. Po pierwsze nie we wszystkich przypadkach obciążenia konstrukcyj dają harmonijny układ sił w łukach. Nierówność tego układu odbija się na kształcie łuku, który staje się niewytłumaczony, nieharmonijny lub wprost ciężki. Np. w mostach niewielkiej rozpiętości, gdy obciążenia ruchome dają duże i nierównomiernie rozłożone siły wewnętrzne. Po drugie inne części konstrukcji mostu zasłaniają, każą lub płaczą się z łukiem, zmniejszając jego wyrazistość. W niektórych mostach łukowych z jazdą dołem, łuki tracą wiele wskutek splątania ich ciężkimi wiatrownicami lub zbyt grubo obetonowanymi wieszakami. Po trzecie linia



Rys. 4. Łuk wiaduktu w Kłomnicach.

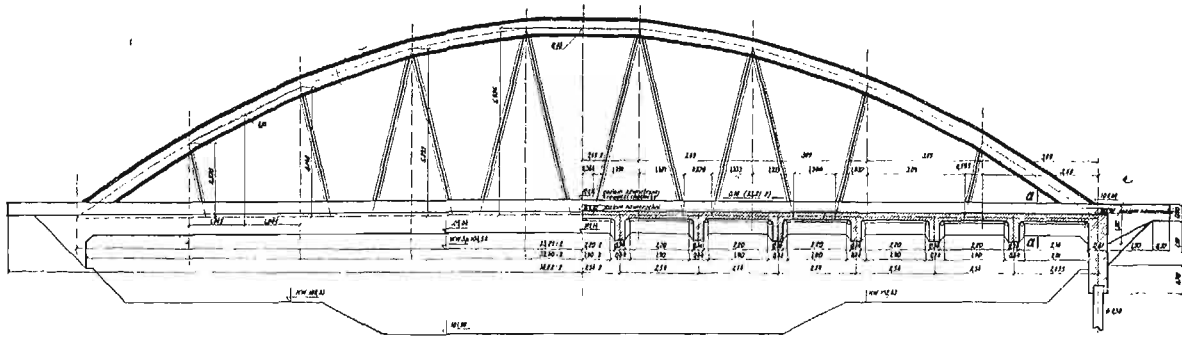


Rys. 3. Zakotwienie wieszaków w belkach mostu w Szeńsku.

łuku może być najrozmaiciej pokazana zależnie od kształtu jego przekroju poprzecznego. Wysoki łuk prostokątny o płaskich ścianach bocznych nie wskazuje tak wyraźnie kształtu osi jak łuk teowy lub dwuteowy dający ostre linie na każdym załamaniu przekroju. Dla tego też należy dbać:

1. aby ustrój związany z łukiem przekazywał nań obciążenia równomiernie, dając w nim przewagę siłom normalnym nad momentami gnącymi,
2. aby nie kazić linii łuku innymi elementami konstrukcji,
3. aby linie te możliwie uwydatniać.

Przedstawione tu fotografie mostu przez Mławkę w Szeńsku, zbudowanego w 1937 r. i wiaduktu nad torami stacji Kłomnice między Radomskiem i Częstochową, mają ilustrować te dążenia w konstrukcji mostów łukowych. Oba mosty mają belki stężające, kilkakrotnie sztywniejsze od łuków, a więc przejmujące niemal całe momenty gnące wywołane obciążeniem ruchomym. Łuki poddane prawie wyłącznie siłom osiowym mają przekroje stopniowo wzrastające ku podporom. Przy większych rozpiętościach i większym ciężarze własnym dawanie belek stężających w mostach łukowych z jazdą dołem nie jest celowe, gdyż wpływ nierównomierności w układzie sił, wywołany obciążeniem ruchomym jest niewielki.



Rys. 7. Most przez Mławkę w Szreńsku.

Aby nie kazić linii łuków innymi elementami konstrukcji dano w nich wieszaki nie obetonowane, a szerokość przekrojów łuków dano tak wielką, aby łuk miał dostateczną wytrzymałość na parcie wiatru, bez stężeń wiatrowych. Wiatr prac na boczną powierzchnię łuków o wysokości przekroju w zworniku $2e$ i o promieniu krzywizny osi r z siłą w t/m^2 daje w przekroju łuku momenty gnące M_z i momenty skręcające M_x zmieniające się wraz z kątem pochylenia przekroju α według wzorów:

$$M_x = 2 \text{ wer}^2 (\alpha - \sin \alpha) \quad M_z = 2 \text{ wer}^2 (1 - \cos \alpha)$$

Aby łuki wytrzymały te momenty wystarcza zwiększyć ich szerokość do 80 cm przy 30 metrach rozpiętości.

Linie łuków starano się szczególnie uwydatnić w moście w Szreńsku. Aby ściany łuku nie

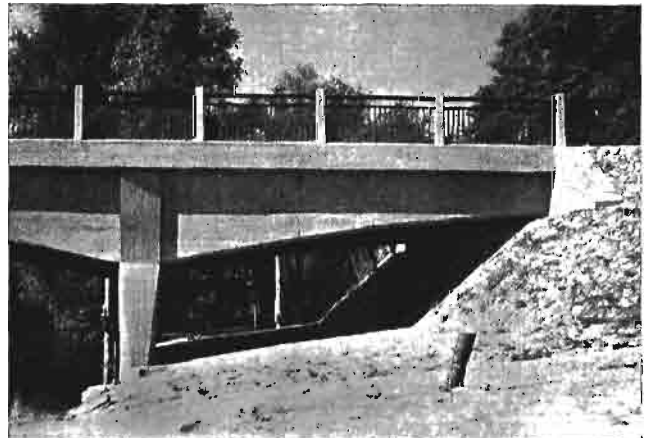
sprawiły wrażenia wypukłych ani płaskich, załamano je od krawędzi do środka dając na połowie ich wysokości wgłębienie 4 cm. Jak to widać z fotografii, wgłębienie to najzupełniej wystarczyło do urozmaicenia powierzchni bocznych łuków i do zaakcentowania kształtu ich osi. Łuki mostu w Szreńsku załamano we wszystkich przekrojach obciążonych przez wieszaki. Odcinki łuków między dwoma sąsiednimi wieszakami mają tylko trzycentymetrowe strzałki odpowiadające ciężarowi własnemu łuku. Wykonanie łuków tak skomplikowanego kształtu jest niezmiernie kłopotliwe i pochłania znacznie więcej drzewa na szalowanie. Łuki mostu w Szreńsku są wykonane niezwykle regularnie tylko dzięki staranności i pracy p. Józefa Siodłowskiego, kierownika i wykonawcy budowy.

Dr Inż. ZBIGNIEW WASIUTYŃSKI (Warszawa)

MOST BEZ ŁOŻYSK, DŁUGOŚCI 40 M



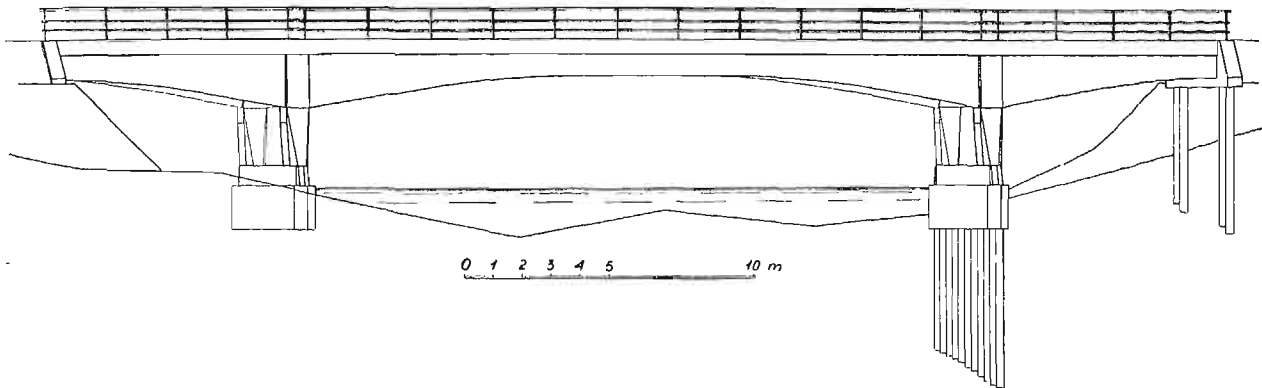
Rys. 1.



Rys. 2.

W 1937 r. wykończono żelazobetonowy most przez Brdę pod Tucholą. Ustrój niosący mostu stanowi trójprzęsłową belkę ciągłą o długości przeszło 40 m. Składa się on z dwóch belek głównych, połączonych poprzecznikami i nakrytych płytą. Oba filary mostu są jednakowe: każdy z nich ma dwie nogi zbetonowane bezprzegubowo z belkami głównymi i oparte na ławie — oczepie jedenastu pali żelazobetonowych średnicy 36 cm, wbitych na głębokość około 9 m. Przyczółki stanowią dwie

ściany zbetonowane z belkami głównymi i z mostem. Ściany te, są zakończone trójkątnymi występami w poprzek mostu, podtrzymującymi skarpy nasypów. Każda ze ścian jest związana przegubowo z czterema palami żelazobetonowymi tychże wymiarów co pod filarami. Przeguby pali wykonano przez skrzyżowanie uzbrojonego podłużnego pali na poziomie dolnych krawędzi ścian. W ten sposób całe przeszło nie ma łożysk. Wykonanie takiego układu jest możliwe tylko przy za-



Rys. 3. Most przez Brdę pod Tucholą.

chowaniu dużych ostrożności w wymiarowaniu pali i filarów. Odkształcenie termiczne i skurczenie betonu tylko wtedy nie wywołują niebezpiecznych naprężeń, jeżeli podpory będą mogły znosić łatwo zmiany długości przęsła. W projekcie mostu przez Brdę pod Tucholą, zostało to dokładnie sprawdzone, z uwzględnieniem odkształceń żelazobetonowych pali w sprężystym podłożu i z uwzględnieniem wygięć nóg filarów. Obliczenia te wskazały też, że przy obranej średnicy pali nie można zbetonowywać ścian przyczółków z palami, gdyż mogłyby w nich powstać zbyt wielkie naprężenia. Dlatego też zastosowano połączenie przegubowe. Wyznaczenie odkształceń i naprężeń pala wbitego w podłoże wykonano bardzo podobnie do rozwiązania znanego zagadnienia odkształceń szyny na podłożu sprężystym, w którym też przyjmujemy obukierunkowe oddziaływanie między szyną i podłożem. Obliczenia te prowadzą do wzorów bardzo prostej postaci, dających siły poziome P i momenty gnące M działające na głowicę pala przy jej odchyleniu od poziomu o niewielki kąt α , lub przy jej przesunięciu poziomym o niewielką odległość v .

Mianowicie oznaczając przez EI sztywność pala, przez β sztywność podłoża znajdujemy, że obrót wierzchołka pala o kąt α daje:

$$P = 2EI\alpha\beta^2 \quad M = 2EI\alpha\beta.$$

Natomiast przesunięcie poziome v głowicy pala daje różne siły, zależnie od tego czy pal jest w niej osadzony bezprzegubowo, czy też jest z nią połączony przegubem. W pierwszym przypadku mamy:

$$P = 4EIv\beta^3 \quad M = 2EIv\beta^2$$

w drugim:

$$P = 2EIv\beta^3 \quad M = 0.$$

Podając ten opis do wiadomości szanownych czytelników, chciałbym aby posłużył on jako przykład uzyskania pewnych uproszczeń i oszczędności w konstrukcji, drogą właściwego jej wymiarowania. Nie mam natomiast zamiaru propagowania tych konstrukcji, gdyż wszelkie nowe sposoby budowy wchodzą w życie samoczynnie o ile są dobre i zanikają niezależnie od ich rozpowszechniania, jeśli są złe.

Inż. WACŁAW STERNER (Kielce)

USZKODZENIE WSPORNIKÓW PEWNEGO MOSTU DROGOWEGO

W sierpniu 1935 roku zostały rozpoczęte roboty przy budowie pewnego żelbetowego mostu drogowego na jednej z mniejszych rzek naszego kraju. Był to jeden z pierwszych w Polsce mostów łukowych wspornikowych o następującej charakterystyce:

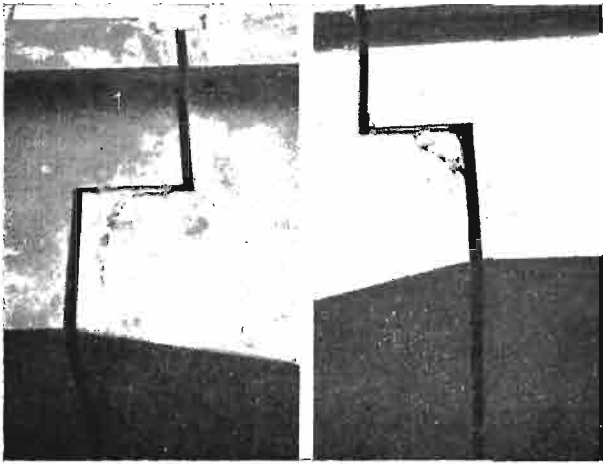
Trzy przęsła o teoretycznej rozpiętości $12 \times 28 \times 12$ m. Przęsło środkowe stanowił łuk ze ściągami, przęsła skrajne składały się z wsporników z opartymi na nich beleczkami podwieszonymi. Belecзки te oparte były na wspornikach na łożyskach ruchomych, na przyczółkach na łożyskach stałych. Całość tworzyła konstrukcję statyczną nie zewnętrznie wyznaczalną.

Łożyska stałe na przyczółkach stanowiły dwie żelazne płyty, o wymiarach $340 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$, zakotwione: jedna w przyczółku, druga w belce podwieszanej. Zmiana położenia obu płyt wzglę-

dem siebie była uniemożliwiona przez pojedynczy bolec przechodzący przez środek obu płyt.



Rys. 1. Widok ogólny mostu.



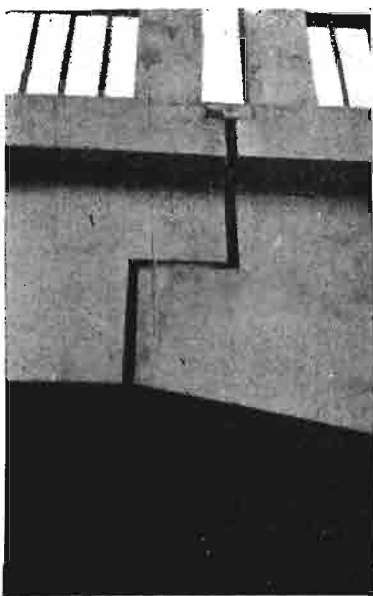
Rys. 2 i 3. Pęknięcia na wspornikach od strony łożyska ruchomego.

Łożyska ruchome na wspornikach składały się, identycznie jak stałe, z dwóch płyt żelaznych, bez bolca, których powierzchnie stykowe zostały przed zabetonowaniem, pokryte olejem, celem zmniejszenia tarcia.

Łożysko na filarze prawym było przegibne, na filarze lewym przegibno-przesuwne na wałkach stalowych.

Firma prowadząca budowę ukończyła ją w listopadzie 1936 roku i zgłosiła do odbioru, który odbył się w styczniu 1937 roku. Komisja kolaudacyjna poza drobnymi usterkami, nie zgłosiła żadnych poważniejszych zastrzeżeń i most odebrała, zatrzymując firmie, w myśl przepisów, jedynie kaucję kolaudacyjną.

W grudniu tegoż roku, a więc po upływie jedenastu miesięcy, przy rekolaudacji, komisja z Urzędu Wojewódzkiego stwierdziła na wspornikach od strony łożyska przegibno-przesuwne pęknięcia dochodzące do 3 cm głębokości. Ponieważ belki konstrukcyjne, usztywniające na wsporniku belki główne, uniemożliwiały dostęp do łożysk środkowych belek podwieszonych i zbadanie ich stanu, komisja zarządziła założenie plomb na pęknięcia i dalszą obserwację mostu. Tym samym rekolaudacja została odłożona.



Rys. 4. Ślady pęknięcia na wsporniku od strony łożyska stałego.

W lipcu 1938 roku stwierdzono, że plomby nie zostały naruszone, powstały natomiast nowe rysy, równoległe do poprzednich w odległości kilku metrów. Prócz tego pęknięcia wystąpiły również na wspornikach od strony łożyska stałego. Wszystkie

nowe rysy były głębsze i dłuższe od pęknięć poprzednio zauważonych. Wszystkie pęknięcia miały prawie identyczny rysunek. Patrząc od góry biegly one skośnie na zewnątrz od filara, następnie stopniowo zwężając się zmieniały kierunek na pionowy, wreszcie znów skośny, ale w kierunku do filara.

Komisja po raz drugi odsunęła termin rekolaudacji zawiadamiając jednocześnie o powyższym Ministerstwo.

Dnia 31 sierpnia 1938 roku most został zbzdany przez komisję, w której wzięli udział, poza przedstawicielami Ministerstwa, Urzędu Wojewódzkiego i Firmy, konsultanci techniczni, a mianowicie: z ramienia Ministerstwa prof. dr Andrzej Pszenicki, z ramienia Firmy dr inż. Józef Taub.

Po dokładnym zbadaniu uszkodzonych elementów mostu komisja stwierdziła, poza wyżej wymienionymi rysami, przesunięcie dolnej blachy w stosunku do betonu dochodzące do $1\frac{1}{2}$ mm, oraz naderwanie 2. kotew o średnicy 12 mm za pomocą których blacha ta była złączona ze wspornikiem.

Zdaniem komisji uszkodzenia te były spowodowane szeregiem przyczyn, a mianowicie: niedostateczną przesuwnością łożysk, brakiem strzemion poziomych, wreszcie słabością strzemion pionowych i zbrojenia ukośnego.

Wnioski komisji były następujące:

„1) Belkom głównym przęsła zawieszono należy zapewnić możliwość swobodnych przesunięć pod wpływem odkształceń przęsła łukowego i własnych spowodowanych zmianami temperatury i obciążeniem ruchomym. W tym celu, po podparciu przęsła zawieszono, należy obniżyć ławę łożyskową na przyczółku i założyć pod 5. belkami głównymi tego przęsła nowe łożyska ruchome w postaci wałków stalowych;

2) Po zamianie łożysk należy uszkodzone narożniki wsporników wypełnić i zatrzeć zaprawą cementową;

3) Jakkolwiek wsporniki od strony łożysk stałych przęsła łukowego wykazały znacznie mniejsze uszkodzenia należy wykonać również zamianę łożysk na przyczółku i zatarcie zaprawą betonu na wspornikach na drugim przęsle zawieszonym;

4) Po wykonaniu powyższych robót należy zarządzić ścisłą obserwację wsporników celem stwierdzenia skuteczności zastosowanych środków“.

Analizując wnioski komisji uderza tutaj fakt zupełnego pominięcia kwestii jakości wykonania robót. W dwa lata po wykonaniu budowy niepodobieństwem jest stwierdzić czy np. powierzchnie blach łożyskowych zostały przed zabetonowaniem należycie nagrafitowane celem zmniejszenia tarcia. Jakżeż łatwy w tych warunkach byłby do postawienia zarzut niestarannie wykonanej roboty, tym bardziej, że firma, po zakomunikowaniu jej o wystąpieniu pęknięć, proponowała wywiercenie bocznych dziur w betonie i wprowadzenie oliwy między blachy.

Zamiast tego komisja stwierdziła: główny powód — nieprzesuwność łożysk, środek zaradczy — łożyska ruchome w postaci wałków stalowych.

A przecież tarcie między blachami wykonanego „łożyska ruchomego“ było tak duże, że pod wpływem odkształceń łuku i belki podwieszanej uległy zerwaniu dwie kotwy o średnicy 12 mm każda!

Brak tego zarzutu można tłumaczyć tylko jednym: przeświadczeniem komisji, że ewentualne zmniejszenie tarcia między blachami takim czy innym sposobem nie miałyby w praktyce żadnego znaczenia, że łożysko przesuwne złożone z dwóch

blach jest w tych warunkach w rzeczywistości łożyskiem stałym i wymaga na drugiej podporze prawdziwego łożyska ruchomego a więc wałków stalowych.

Tego rodzaju opinia czołowych przedstawicieli polskiej techniki mostowej powinna znaleźć szeroki oddźwięk i poważnie ograniczyć tak częste dziś stosowanie dwóch płaskich blach jako „łożysk ruchomych“.

Inż. CZESŁAW KRZYWICKI (Warszawa)

O ZWIĄZKACH MIĘDZY WYKRESAMI MOMENTÓW PRZEŚLĄ BELKI CIĄGŁEJ, OBCIĄŻONEGO RÓWNO- MIERNIE CIĘŻAREM P KG/MB

Wykresem momentów gnących dla belki wolno przęsłowej AB będzie, jak wiemy, parabola AOB , a raczej część paraboli $GAOBH$ (rys. 1). W punkcie O umieścimy początek układu współrzędnych; znaki współrzędnych oznaczone są na rysunku. Wybieramy punkt F_2 na paraboli; rzędne tego punktu będą $\overline{EF} = \overline{OF_1} = \Delta X$ i $\overline{F_1F_2} = \Delta M$.

Na zasadzie twierdzenia, że, jeżeli odcinek ΔX jest odcinkiem przęsła, liczoną od max. M , to zmniejszenie momentu gnącego ΔM na końcu odcinka jest równe momentowi statycznemu sił, znajdujących się na odcinku ΔX względem końca tego odcinka¹⁾, — otrzymamy

$$\Delta M = \frac{p \Delta X^2}{2} \quad \text{czyli} \quad \Delta X^2 = \frac{2}{p} \Delta M. \quad (1)$$

Wzór (1) jest wzorem paraboli o parametrze $\frac{2}{p}$; wielkość zaś parametru zależy jedynie od obciążenia p .

Zbadamy następnie jak zmieni się wykres momentów w tym wypadku, gdy na podporze B będzie działać moment oporowy $M_B = -ap l^2$.

Wykresem momentów wtedy będzie parabola NAO_1B_1 z maks. M równym CO_1 . W punkcie O_1 umieścimy początek układu współrzędnych; znaki współrzędnych patrz rys. 1. Wybieramy punkt D_2 na paraboli NAO_1B_1 ; rzędne tego punktu będą $\overline{CD} = \overline{O_1D_1} = \Delta X$ i $\overline{D_2D_1} = \Delta M$

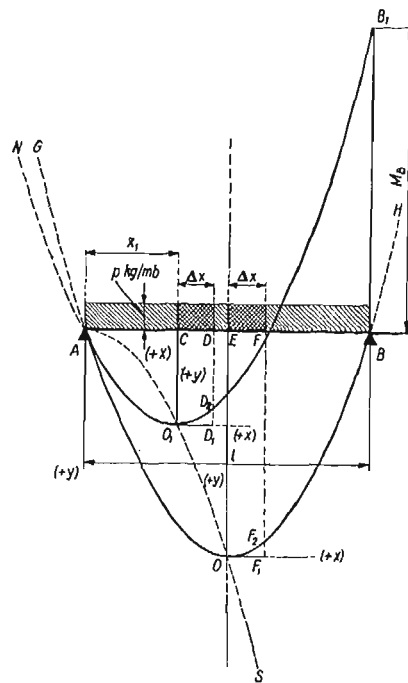
Na zasadzie poprzedniego twierdzenia otrzymujemy

$$\Delta M = \frac{p \Delta X^2}{2} \quad \text{czyli} \quad \Delta X^2 = \frac{2}{p} \Delta M. \quad (2)$$

Porównując wzory (1) i (2) musimy przyjść do wniosku, że parabole $GAOBH$ i NAO_1B_1 są identyczne i różnią się li tylko położeniem, osie ich zaś są zawsze prostopadłe do osi belki.

¹⁾ Patrz pracę autora: „O ugięciu dowolnego urzęsła belki o stałym przekroju, obciążonej dowolnie“. N 4 „Inżynierii i Budownictwa“ r. 1938.

Jeżeli momentowi oporowemu M_B będziemy nadawali wartości stopniowo wzrastające lub malejące, poczynając od zera, to wierzchołek O paraboli $GAOBH$ będzie przesuwal się po linii OO_1A



Zbadamy teraz tę linię. Zakładamy, że linia AO_1O będzie zadośćczyniała równaniu

$$Y = A'X^2 + BX + C \quad (3)$$

i określimy współczynniki A' , B i C z warunku, że linia ta powinna przechodzić przez punkty A , O_1 i O .

$$\text{Rzędne punktu } A \text{ są } (0; 0;) \quad (4)$$

Rzędne punktu O_1 określimy następująco:

Reakcja A dla belki, obciążonej równomiernie ciężarem p kg/mb, i od momentu $M = -ap l^2$

$$A = \frac{pl}{2} - \frac{\alpha pl^2}{l} = pl \left(\frac{1}{2} - \alpha \right)$$

$$\text{rzędna } X = \frac{A}{p} = l \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \quad (5)$$

$$\text{rzędna } Y = C O_1 = \max M =$$

$$= \frac{A^2}{2p} = \frac{p^2 l^2 \left(\frac{1}{2} - \alpha \right)^2}{2p} = \frac{pl^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \alpha \right)^2 \quad (6)$$

$$\text{Rzędne punktu } O \left(\frac{l}{2}; \frac{pl^2}{8} \right) \quad (7)$$

Podstawiając rzędne (4) do równania (3) otrzymujemy $C = 0$.

Równanie (3) przyjmuje postać

$$Y = A'X^2 + BX \quad (8)$$

Podstawiamy rzędne (7) do równania (8).

$$\frac{pl^2}{8} = \frac{A'l^2}{4} + \frac{Bl}{2} \text{ czyli } \frac{pl}{4} = \frac{A'l}{2} + B \quad (9)$$

Podstawiając rzędne (5) i (6) do równania (8) będziemy mieli

$$\frac{pl^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \alpha \right)^2 = A'l^2 \left(\frac{1}{2} - \alpha \right)^2 + Bl \left(\frac{1}{2} - \alpha \right)$$

$$\text{czyli } \frac{pl}{2} \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) = A'l \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) + B \quad (10)$$

Odejmując (10) od (9)

$$\frac{pl}{4} - \frac{pl}{4} + \frac{\alpha pl}{2} = \frac{A'l}{2} - \frac{A'l}{2} + \alpha A'l + B - B$$

$$\text{otrzymamy } A' = \frac{p}{2} \quad (11)$$

Podstawiając wartość A' z wzoru (11) do (9) będziemy mieli, że $B = 0$ (12)

i równanie (8) przekształci się w następujące

$$Y = \frac{pX^2}{2} \text{ czyli } X^2 = \frac{2Y}{p} \quad (13)$$

Równanie (13) mówi nam, że linia AO_1O jest parabolą z takim samym parametrem, jak i poprzednie parabole; wszystkie trzy parabole są więc identyczne, lecz w stosunku do osi belki rozmaicie położone.

Oczywiście, przy stopniowej zmianie M od zera do dowolnej wielkości maksymalny moment w przęśle maks. M_{AB} będzie zawsze rzędną, za wartość pomiędzy osią belki a parabolą AO_1O .

Krzywa AO_1O jest więc *obwiednią* stycznych w punktach maksymalnych momentów przęśla AB obciążonego ciężarem jednostajnym zupełnym oraz dowolnym momentem M_B na podporze B (np. przęśło skrajne belki ciągłej).

Jeżeli na podporze A będzie założony moment gnący M_A , to wierzchołek paraboli O przesunie się po takiej samej paraboli jak AO_1O , lecz

umieszczonej przy podporze B . Jeżeli jednocześnie będą działać $M_A = M_B$ to wierzchołek O podniesie się o bezwzględną wartość M_A i pozostanie na linii OE , gdyż przesuwanie na boki wzajemnie się kasuje.

Jeżeli $(M_B) > (M_A)$, to wierzchołek O przesunie się po linii OO_1 na wartość, odpowiadającą wartości $(M'_B) = (M_B) - (M_A)$ i podniesie się pionowo na wartość (M_A) .

Powracając do ogólnego równania paraboli $X^2 = \frac{2}{p} Y$, należy zauważyć, że jeżeli p założymy równym 1, to równanie tej paraboli będzie $X^2 = 2Y$. Właściwość ta daje możliwość wykonania jednego szablonu dla wyznaczania maks. M w sposób wykreslny.

Dla zastosowania paraboli AO_1, O do zagadnienia praktycznego zastanówmy się nad pytaniem, jaką wielkość powinien osiągnąć M_B aby bezwzględna wartość tego momentu była równa odpowiedniemu największemu momentowi zginającemu w przęśle (skrajnym) AB (rys. 1).

Jeżeli odległość miejsca maks. M_{AB} od podpory A oznaczymy przez x_1 , to na zasadzie równania (13) możemy napisać

$$\overline{CO}_1 = \max M_{AB} = \frac{px_1^2}{2} \quad (14)$$

Reakcja podpory $A = \frac{pl}{2} + \frac{M_B}{l}$, a więc

$$x_1 = \frac{A}{p} = \frac{l}{2} + \frac{M_B}{pl} \quad (15)$$

Podstawiając ostatnią wartość x_1 w równanie (14) otrzymujemy

$$\max M_{AB} = \frac{p}{2} \left(\frac{l}{2} + \frac{M_B}{pl} \right)^2 = -M_B \text{ czyli}$$

$$\left(\frac{l}{2} + \frac{M_B}{pl} \right)^2 = -\frac{2M_B}{p} \text{ skąd}$$

$$M_B = -\frac{3}{2} pl^2 + \sqrt{\frac{9}{4} p^2 l^4 - \frac{p^2 l^4}{4}} \text{ to jest}$$

$$M_B = -(1,5 - \sqrt{2}) pl^2 = -0,0858 pl^2$$

0,0858 jest współczynnikiem wyrównanych momentów w przęśle i na podporze, podanym przez Dr F. Bleicha dla przęseł skrajnych belki ciągłej przy obciążeniu równomiernym stałym i stałym przekroju.

Powyższy współczynnik wyprowadzony został w założeniu, że M_B i maks. M_{AB} leżą na jednej paraboli. Warunek ten będzie spełniony, jeżeli w przęślach, położonych na prawo od podpory B , będą dowolne lecz stałe obciążenia. W danym wypadku ilość i rozpiętość tych przęseł na wielkość wyrównanych momentów w przęślach skrajnych nie ma wpływu.

**Porady
kosztorysy
bezpłatnie**

Wysokowartościowa

Stal grzebieniowa



**najekonomiczniejsze
zbrojenie budowli
żelbetowych**

Oszczędność 25%—30%

dopuszczalne naprężenie

$K_z = 2000 \text{ Kg/cm}^2$

idealna przyczepność

zbrojenie bez odginania haków

Huta Haków S.A. Katowice

**ul. Zamkowa 3
Telefon Nr. 319-21**

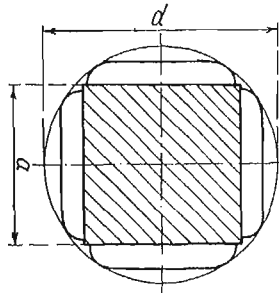


Tabela walcowanych profili stali grzebieniowej.

Przy zamianie żelaza okrągłego na tę samą liczbę wkładek stali grzebieniowej o tej samej średnicy d (Nr),
 $k_z = 2\,000 \text{ kg/cm}^2$.

$$a = 0,6865 d \quad F = 0,4712 d^2$$

Nr profilu = d_{mm}	F przekrój w cm^2	Przekrój w cm^2 przy liczbie prętów								Teoretyczna waga G^* $G = 0,377 d_{\text{cm}}^2$ w kg/m . b.
		2	3	4	5	6	7	8	9	
10	0,471	0,942	1,413	1,884	2,355	2,826	3,297	3,768	4,239	0,377
12	0,678	1,356	2,034	2,712	3,390	4,068	4,746	5,424	6,102	0,543
14	0,924	1,848	2,772	3,696	4,620	5,544	6,468	7,392	8,316	0,739
16	1,206	2,412	3,618	4,824	6,030	7,236	8,442	9,648	10,854	0,965
18	1,524	3,048	4,572	6,096	7,620	9,144	10,668	12,192	13,716	1,221
20	1,884	3,768	5,652	7,536	9,420	11,304	13,188	15,072	16,956	1,508
22	2,280	4,56	6,84	9,120	11,400	13,680	15,960	18,240	20,520	1,825
25	3,186	5,372	9,558	12,744	15,930	19,116	22,302	25,488	28,674	2,549
30	4,236	8,472	12,708	16,944	21,180	25,416	29,652	33,888	38,124	3,393
35	5,772	11,544	17,316	23,088	28,860	34,632	40,404	46,176	51,948	4,618
40	7,536	15,072	22,608	30,144	37,680	45,216	52,752	60,288	67,824	6,032

Tablica 12.

*) wraz z grzebieniami.

Tablica 1.

K_b	$k_z = 2000 \text{ kg/cm}^2$					$k_z = 1900 \text{ kg/cm}^2$					$k_z = 1800 \text{ kg/cm}^2$					
	α	β	γ	$\varphi\%$	α	β	γ	$\varphi\%$	α	β	γ	$\varphi\%$	α	β	γ	$\varphi\%$
30	0,184	0,621	0,000858	0,14	-0,192	0,609	0,000927	0,15	-0,200	0,598	0,000996	0,17	-0,200	0,598	0,000996	0,17
35	0,208	0,543	0,000989	0,18	0,216	0,534	0,00107	0,20	0,225	0,524	0,00115	0,22	0,225	0,524	0,00115	0,22
40	0,231	0,484	0,00112	0,23	0,240	0,475	0,00121	0,25	0,250	0,467	0,00130	0,28	0,250	0,467	0,00130	0,28
45	0,252	0,439	0,00124	0,28	0,262	0,431	0,00134	0,31	0,273	0,423	0,00144	0,34	0,273	0,423	0,00144	0,34
50	0,273	0,402	0,00137	0,34	0,283	0,395	0,00148	0,37	0,294	0,388	0,00159	0,41	0,294	0,388	0,00159	0,41
55	0,292	0,371	0,00149	0,40	0,303	0,366	0,00161	0,44	0,314	0,360	0,00173	0,48	0,314	0,360	0,00173	0,48
60	0,311	0,346	0,00161	0,47	0,328	0,340	0,00174	0,51	0,333	0,336	0,00186	0,55	0,333	0,336	0,00186	0,55
65	0,325	0,318	0,00176	0,53	0,340	0,317	0,00188	0,58	0,350	0,315	0,00200	0,63	0,350	0,315	0,00200	0,63
70	0,343	0,307	0,00184	0,60	0,356	0,303	0,00199	0,65	0,368	0,298	0,00213	0,72	0,368	0,298	0,00213	0,72
75	0,360	0,290	0,00196	0,674	0,372	0,286	0,00211	0,73	0,385	0,282	0,00226	0,80	0,385	0,282	0,00226	0,80
80	0,377	0,276	0,00207	0,754	0,388	0,273	0,00223	0,82	0,400	0,269	0,00239	0,89	0,400	0,269	0,00239	0,89
85	0,390	0,264	0,00217	0,83	0,403	0,260	0,00234	0,90	0,415	0,256	0,00251	0,98	0,415	0,256	0,00251	0,98
90	0,404	0,152	0,00229	0,90	0,415	0,249	0,00247	0,98	0,430	0,246	0,00264	1,07	0,430	0,246	0,00264	1,07

do wymiarowania belek żelbetonowych przy różnych naprężeniach dopuszczalnych

Tabela współczynników

$$x = \alpha h_1, \quad h_1 = \beta \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad F_z = \gamma \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad F_z = \varphi b h_1$$

SPAWANE DŹWIGARY SZEROKOSTOPOWE

I. Wstęp

Zalety i zastosowanie dźwigarów szerokostopowych

Jednym z głównych elementów budownictwa stalowego, jest dźwigar dwuteowy (dźwigar I). Dźwigary te walcuje szereg większych hut w kilku odmianach, z których najważniejszą jest dźwigar normalny o wąskiej stopce, z którym każdy, mający jakąkolwiek styczność z budownictwem spotyka się w swej praktyce niemal codziennie. Drugą odmianę, zyskującą coraz bardziej na znaczeniu, stanowi dźwigar tzw. szerokostopowy, tak nazwany z powodu stosunkowo szerokiej stopki w stosunku do jego wysokości. Dźwigary te, u nas dotychczas nie produkowane, zyskują sobie dla swych dużych zalet zagranicą, szczególnie w Niemczech, Anglii i Stanach Zjednoczonych Ameryki Półn., coraz więcej zwolenników wśród inżynierów, czego dowodem jest z roku na rok wzrastająca produkcja tych dźwigarów.

Obecnie w Europie walcuje dźwigary szerokostopowe szereg największych zakładów hutniczych; wykonuje się je tak ze zwykłej stali miękkiej w gatunku tzw. handlowym, jak też i z różnych gatunków stali o wyższej wytrzymałości, ze wymienię np. St. 52. Dźwigary te walcuje się bądź o stopkach jednostajnej grubości o równoległych powierzchniach jak np. niemiecki *IP Stahl* lub też o stopkach wewnątrz nachylonych jak np. angielskie dwuteowniki *Grey'a*.

W porównaniu do normalnego dźwigara dwuteowego, odznacza się dźwigar szerokostopowy przy tej samej wysokości znacznie szerszą stopą, co powoduje, iż stosunek wskaźników wytrzymałości (momentów oporu) oraz promieni bezwładności ze względu na obie osie jest znacznie korzystniejszy niż przy dźwigarze normalnym. I tak np. przy niemieckich dźwigarach *IP*, stosunek W_y/W_x jest 2 — 3 razy większy niż przy dźwigarach normalnych. Powoduje to bardzo dobrą podatność tych profili na wszelakiego rodzaju pręty ściskane, a więc na słupy w konstrukcjach szkieletowych, słupy i pasy ściskane w mostach, słupy dla przewodów wysokiego napięcia itp. Przy wszystkich tego rodzaju słupach, jest najczęściej możliwe użycie pojedynczego przekroju szerokostopowego, zamiast podwójnych lub wielokrotnych przekrojów, złożonych z dwuteowników normalnych, ceowników lub kątowników, co powoduje znaczną oszczędność na wadze i robociznie względem przekrojów złożonych, tak iż profile te opłacają się bardzo dobrze, mimo ich wyższej ceny.

Jako belki zginane, nadają się dźwigary szerokostopowe szczególnie w konstrukcjach ograniczonej wysokości, zaś większe profile można użyć zamiast blachownic. Wskaźnik wytrzymałości dźwigara szerokostopowego, jest bowiem przy tej samej wysokości co dźwigara normalnego, znacznie większy, i to przy profilach średnich prawie trzykrotnie, przy profilach większych około

dwukrotnie. Dźwigary te jako belki nadadzą się zatem w mostach przede wszystkim jako poprzecznice i podłużnice mające tę dużą zaletę, że nie są wywrotne, dalej w budownictwie jako rygle, nadproża i belki stropowe i podciągi. We wszystkich tych wypadkach uzyskuje się bardzo często oszczędności na wadze, na robociznie, na czasie wykonania oraz na zabudowanej przestrzeni. Prócz tego uzyskuje się również najczęściej i duże uproszczenie konstrukcji co jest dalszą zaletą.

W Polsce, dźwigarów szerokostopowych nie walcuje się. Jedną z głównych przyczyn, dla których produkcja ich nie została dotychczas podjęta, jest konieczność dużych kosztów inwestycyjnych, z którymi produkcja ta byłaby połączona, a które to koszty nie amortyzowałyby się w braku odpowiednio wielkiego zbytu.

Oprócz sposobu bezpośredniego walcowania dźwigarów szerokostopowych, istnieją także różne metody spawania tych dźwigarów bądź z blach (żelaza uniwersalnego), bądź też ze specjalnie do tego celu walcowanych kształtówek, jak np. niemiecki profil tzw. nosowy (*Nasenprofil*) i inne. Wobec daleko mniejszych kosztów inwestycyjnych potrzebnych przy spawaniu, ten sposób przede wszystkim nadaje się u nas do zastosowania.

Mając powyższe względy na uwadze, postanowiła *Huta Pokój, Sp. Akc.* w Katowicach, wprowadzić na rynek polski dźwigary szerokostopowe spawane, przy czym wybór padł na system wykonania tych dźwigarów opracowany i opatentowany przez autora. Opis tych dźwigarów, jakoteż i doświadczeń na nich wykonanych będzie w dalszym ciągu tematem niniejszego referatu.

II. Dźwigary szerokostopowe systemu autora

Następujące warunki muszą być spełnione, by otrzymać zadawalające rozwiązanie problemu konstruowania odpowiedniego dźwigara szerokostopowego spawanego:

1. Dźwigar powinien się składać z możliwie małej ilości części składowych.
2. Połączenie części składowych przy pomocy spoin winno być odpowiednio mocne i wytrzymałe tak na obciążenie stałe jak i dynamiczne.
3. Części składowe dźwigara powinny być łatwe do wykonania i bez dużych kosztów oraz nie powinny się zbyt deformować przy spawaniu.
4. Poszczególne części powinny się dawać łatwo składać w całość, bez potrzeby zastosowania specjalnych umocowań.
5. Konstrukcja dźwigara powinna się nadać do seryjnej fabrykacji przy pomocy automatów spawalniczych.
6. Dźwigar powinien być możliwie tani.

Jeżeli w rozważaniach naszych pominiemy systemy zagraniczne, w szczególności niemieckie,

które ze zrozumiałych względów nie wchodzą u nas w rachubę, to zdawałoby się, że najprostszym rozwiązaniem byłoby stworzyć taki szerokostopowy dźwigar po prostu przez spojenie ze sobą odpowiednich wstępów tzw. żelaza uniwersalnego, wzgl. w braku tegoż stosownie pociętych blach lub też kombinacji obydwu rodzajów żelaza. Przy bliższym badaniu okazuje się jednak, że dźwigar taki posiada cały szereg wad, które czynią go niezdatnym do szerszego zastosowania za wyjątkiem zupełnie wielkich blachownic. I tak przede wszystkim materiał w postaci wstępów wzgl. blach jest stosunkowo drogi, droższy znacznie od materiału zwykłych profilów walcowanych. Stopki wykonane z żelaza uniwersalnego deformują się przy spawaniu, zaś spoiny pachwinowe muszą być bardzo mocne, gdyż położone są w miejscu największych naprężeń ścinających, tj. na przejściu od stopki do dźwigara. Poza tym składanie tego rodzaju dźwigara jest uciążliwe, poszczególne części muszą być przed spawaniem prowizorycznie ze sobą połączone i umocowane.

W przeciwstawieniu do dźwigarów szerokokostopowych walcowanych w całości, względnie całkowicie spawanych z blach, system autora można by nazwać systemem mieszanym, dźwigar według konstrukcji autora składa się bowiem z normalnego dźwigara walcowanego o wąskiej stopce, który przez przyspojenie specjalnie do tego celu walcowanej i przystosowanej nakładki, zostaje zamieniony na dźwigar szerokostopowy o korzystniejszych danych wytrzymałościowych (Por. rys. 1).

Jak widać, system ten jest bardzo prosty, a przede wszystkim tani, gdyż za wyjątkiem stosunkowo niedrogich walców do nakładki oraz urządzenia do spawania, które huta posiada, nie potrzeba żadnych innych specjalnych inwestycji. Spawanie jest również bardzo łatwe i polega na wypełnieniu stopioną elektrodą rowka między stopką dźwigara i nakładką, co da się korzystnie wykonać przy pomocy automatów do spawania. Ma to szczególne znaczenie przy seryjnym wykonywaniu dźwigarów. Rzecz prosta, wielkość rowka, a zatem także i wymiary spoiny są tak dobrane, by należyte spojenie i współdziałanie nakładki z dźwigarem było zapewnione. Wymiary nakładek są tak dobrane, że w połączeniu z dźwigarem normalnym, dają odpowiedni dźwigar szerokostopowy o 1 Nr większy od normalnego. Np. do wykonania dźwigara szerokostopowego Nr 20, używa się nakładek o szerokości 20 cm i o odpowiedniej grubości oraz normalnego dźwigara dwuteowego Nr 18. Składanie poszczególnych części jest bardzo łatwe i nie wymaga specjalnych urządzeń, co wynika już z konstrukcji dźwigara.

Dźwigary szerokostopowe systemu autora zostały wypróbowane na szeregu doświadczeń, przeprowadzonych częściowo w laboratorium Huty Pokój w Nowym Bytomiu i częściowo w laboratorium Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania w Katowicach, przy czym wykazały swą zupełną zdatność do zastosowania w praktyce. W dalszym ciągu niniejszego referatu zostanie podany jeszcze szczegółowy opis i rezultaty tych doświadczeń, przy czym należy zauważyć, że nie ograniczono się tylko do badania dźwigarów systemu autora,

lecz porównano również zachowanie się ich pod wpływem obciążenia, tak z równoważącymi dźwigarami walcowanymi jak i z całkowicie spawanymi z blach.

Program produkcji dźwigarów systemu autora, nazwanych w dalszym ciągu I HP, obejmuje na razie dźwigary od Nr 18 do Nr 30, których wartości statyczne i wagi podane są na zamieszczonej poniżej tabeli dźwigarów IHP. (Por. również rys. 5).

Ciekawe jest porównanie dźwigarów IHP z dźwigarami niemieckimi IP. Przedstawione ono jest na wykresie (rys. 2), na którym uwidoczniło się wagi jednostkowe G poszczególnych dźwigarów, oraz ich stosunek W_x/G , tj. wytrzymałość względem ciężaru dźwigara. Jak widać dźwigary IHP są cięższe od niemieckich, jednakowoż także i wytrzymałsze, przy czym stosunki W_x/G , będące miarą dobroci dźwigara są dla dźwigarów IHP korzystniejsze niż dla dźwigarów niemieckich. Jak widać również linia ciężarów G jest dla dźwigarów IHP ciągła i wyrównana, w przeciwstawieniu do dźwigarów niemieckich, których linia G jest linią zygawkową. Jest to pewną wadą dźwigarów niemieckich, których ciężary i wytrzymałości nie są równomiernie rozłożone.

Z kolei przechodzimy do opisu doświadczeń wykonanych z dźwigarami systemu autora.

III. Doświadczenia wstępne,

wykonane w Hucie Pokój, w grudniu 1937 r.

a) W y k o n a n i e d ź w i g a r ó w p r ó b n y c h

Próby postanowiono przeprowadzić na próbnym dźwigarach NP 20 (por. rys. 1). W tym celu odwalcowano odpowiednią ilość nakładek, przy czym przekonano się, że walcowanie ich nie przedstawia specjalnych trudności. Również złożenie dźwigara i przyspojenie nakładek w warsztatach Huty Pokój odbyło się dość sprawnie, przy czym jednak zauważono, że ze względu na łatwiejsze spawanie korzystniej byłoby powiększyć nieco rowek między nakładką a stopką dźwigara walcowanego, co postanowiono w przyszłości poprawić. W celu sprawdzenia jak wypadło spawanie oraz celem dokładnego obliczenia rzeczywistego przekroju przecięto gotowy dźwigar w dwu miejscach prostopadle do stopek ze starannym obrobieniem i oszlifowaniem przekrojów. Przekrojano się przy tym, że jak zresztą przewidywano, nakładki lekko się odkształciły wyginając się łukowato do wewnątrz dźwigara. Zresztą jednak szwy kurcząc się przyciągnęły nakładkę tak szczelnie do stopki dźwigara walcowanego, że na szlifie nie można było gołym okiem zobaczyć żadnej szczeliny. By zapobiec zniekształceniu dźwigara przez wygięcie się nakładek przy spawaniu, postanowiono przy następnym walcowaniu nakładkę odpowiednio skorygować przez nadanie jej kształtu lekko wygiętego w przeciwną stronę do wygięcia następującego przy spawaniu. Dalsze próby wstępne, w szczególności zaś próby gięcia, wykonano jednak na tych pierwszych próbnym dźwigarach.

b) Próby gięcia dźwigarów w laboratorium huty

Przy zastosowaniu dźwigara spawanego o wyżej opisanej konstrukcji jako belki zginanej zachodzą 3 pytania, a mianowicie:

1. Czy współdziałanie nakładek przy przeniesieniu sił z całością dźwigara będzie należyte?
2. Jaki będzie rozkład naprężeń w stopce gotowego dźwigara, tj. w nakładce?
3. Jak się zachowa stosunkowo cienka ścianka dźwigara?

O ile a priori można powiedzieć, że odnośnie pytania 1 i 2 (o ile tylko szwy będą dostatecznie silnie i odpowiednio wykonane) nie należy obawiać się niespodzianek, to jednak niewiadomo jak zachowa się cienka ścianka dźwigara przy dużych obciążeniach. Może ona ulec trwałemu odkształceniu bądź przez ścięcie, (wypadek normalny) bądź też przez wyboczenie, co by świadczyło o tym, że jest za cienka.

W celu przekonania się o zachowaniu się tych dźwigarów ze względu na powyższe pytania, poddano 2 takie próbne dźwigary badaniu w laboratorium Huty Pokój, które to badanie zostało przeprowadzone przez autora przy współdziałaniu urzędnika huty p. Grossa, w obecności przedstawicieli Huty Pokój pp.: dyr inż. Zielińskiego i inż. Markiewicza. Próby wykonano przez obciążanie tych dźwigarów na maszynie probierczej 100 t, specjalnie do tego celu przystosowanej.

Doświadczenie I.

Dźwigar szerokostopowy Nr 20, poddano obciążeniu siłą skupioną wg następującego schematu (Rys. 3).

Dane statyczne dźwigara użytego do doświadczeń (wyznaczone wg rzeczywistych wymiarów dźwigara).

Przekrój dźwigara:	$F = 79,4 \text{ cm}^2$	(82,7)
Moment bezwładności:	$J_x = 5825 \text{ cm}^4$	(5950)
Moment wytrzymałości:	$W_x = 582,5 \text{ cm}^3$	(595)
Moment statyczny połowy przekroju:	$S = 333 \text{ cm}^3$	(337)
Ciężar 1 mb dźwigara:	$G = 62,3 \text{ kg}$	(64,9)
Grubość ścianki dźwigara:	$d = 6,4 \text{ mm}$	(10)

U w a g a : w nawiasach podano wartości dla odpowiedniego dźwigara szerokostopowego niemieckiego walcowanego. Stosunek przekroju do momentu wytrzymałości wynosi przy naszym dźwigarze $79,4/582,5 = 0,136$ zaś przy dźwigarze niemieckim $82,7/595 = 0,127$, czyli, że nasz dźwigar jest w stosunku do wagi o okrągło 7% mocniejszy. Ścianka dźwigara jest natomiast nieco za cienka, gdyż przepisowo powinna mieć 6,9 mm.

Maksymalne dopuszczalne obciążenie ze względu na zginanie dźwigara przy powyższym najniekorzystniejszym sposobie obciążenia obliczy się z wzoru:

$$a) P = \frac{4 W k_z}{1}$$

gdzie k_z oznacza naprężenie dopuszczalne 1200 kg/cm² przy I. rodzaju obciążenia względnie 1400 kg/cm² przy II. rodzaju obciążenia (patrz PNB-190). Podstawiając odpowiednie wartości, otrzymamy:

$$P = \frac{4 \cdot 582,5 \cdot 1200}{165} = 16,950 \text{ kg (I) względnie}$$

19,780 kg (II).

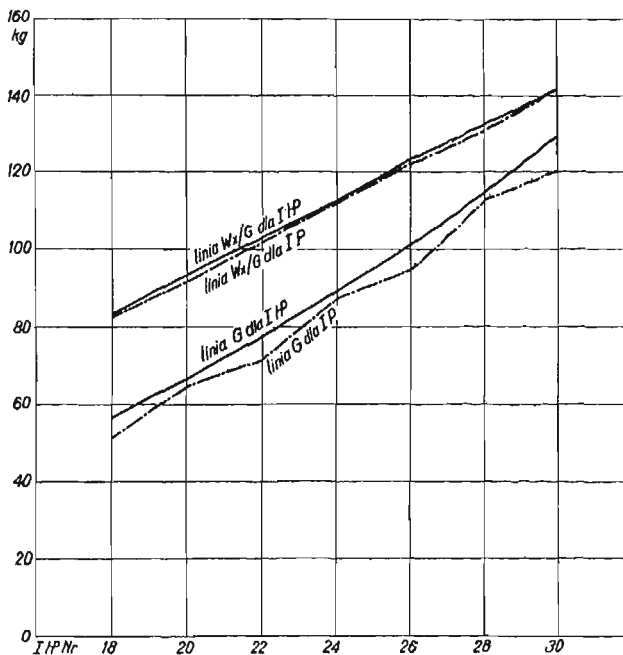
Maksymalne dopuszczalne obciążenie ze względu na ścinanie ścianki, obliczy się przy powyższym dźwigarze z wzoru:

$$b) P = \frac{2 J_s d k_s}{S}$$

gdzie k_s oznacza dopuszczalne naprężenie na ścinanie 960 kg/cm² (I) wzgl. 1120 kg/cm² (II) przy zupełnie ścisłym obciążeniu. Podstawiając odpowiednie wartości otrzymamy:

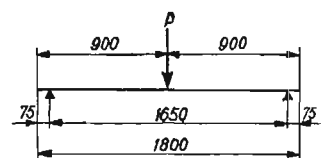
$$P = \frac{2 \cdot 5825 \cdot 0,64 \cdot 960}{333} = 21500 \text{ kg (I)}$$

względnie 25.200 kg (II).



Rys. 2.

Miarodajna dla próby jest siła mniejsza, czyli 16,950 względnie 19,780 kg, tj. ewent. zniszczenie dźwigara może tu nastąpić przez trwałe odkształcenie stopki. Dźwigar obciążono początkowo do 20.000 kg, przy czym nie zauważono prócz sprężystego ugięcia żadnych zmian. Następnie obciążono dźwigar siłą 25.000 kg, czyli przeciążono go



Rys. 3.

względem I. sposobu obliczenia (1200 kg/cm²) o 48%, zaś względem II. (1400 kg/cm²) o 26,5%. I przy tym obciążeniu dźwigar nie wykazał żadnej trwałej deformacji.

Próba wykonana przy pomocy pomiaru naprężeń tensometrem Huggenberga wykazała zadowalający rozkład naprężeń w stopkach dźwigara oraz sprężyste odkształcenia tychże.

Doświadczenie II.

Dźwigar szerokostopowy Nr 20 poddano obciążeniu dwiema siłami skupionymi wg następującego schematu (Rys. 4).

Dane statyczne dźwigara jak w doświadczeniu I.

Maksymalne dopuszczalne obciążenie ze względu na zginanie dźwigara przy powyższym sposobie obciążenia obliczy się z wzoru:

$$a) P = \frac{2 W k_z}{55}$$

Podstawiając odpowiednie wartości otrzymamy:

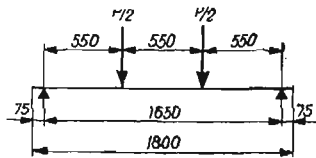
$$P = \frac{2 \cdot 582,5 \cdot 1200}{55} = 25,400 \text{ kg (I) względnie } 29,700 \text{ kg (II).}$$

Maksymalne dopuszczalne obciążenie ze względu na ścinanie ścianki, obliczy się w niniejszym przypadku analogicznie jak w doświadczeniu I, czyli z wzoru:

$$P = \frac{2 J d k_s}{S}$$

wobec czego dopuszczalne maksymalne obciążenie wyniesie 21500 kg, wyjątkowo 25200 kg.

Miarodajna dla próby jest tu również siła mniejsza, czyli 21,500 wzgl. 25,200 kg, tj. ewent. zniszczenie dźwigara może tu nastąpić przez trwałe odkształcenie ścianki. (Przebieg jak w doświadczeniu I).



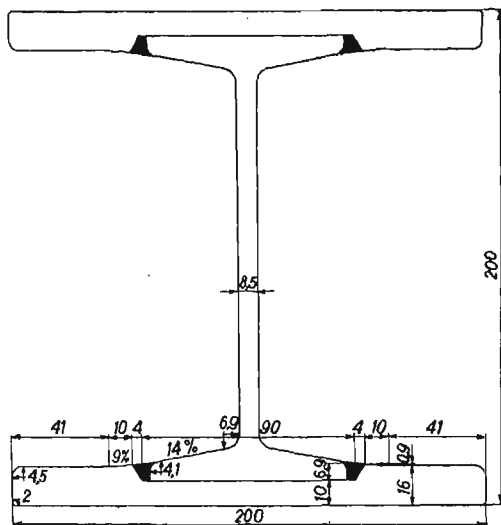
Rys. 4.

Mimo to dźwigar obciążono do 30,000 kg, następnie zaś do 33,000 kg, bez zaobserwowania trwałej deformacji. Pomiar naprężeń tensometrem Huggenbergera wykazał również zadawalający rozkład naprężeń.

Zwiększając w dalszym ciągu obciążenie dźwigara, zauważono trwałą deformację dopiero przy obciążeniu powyżej 36,000 kg. Deformacja ta nastąpiła jak się należało spodziewać przez trwałe odkształcenie ścianki dźwigara, co można było poznać po charakterystycznym odpadnięciu zędry w miejscach największych naprężeń.

Wnioski z doświadczeń wstępnych

Doświadczenia wstępne wykazały że zasada, na której oparty jest system dźwigarów szerokostopowych autora, jest celowa.



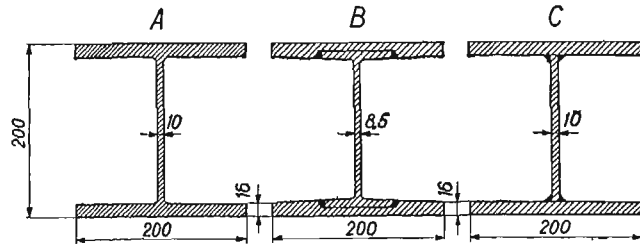
Rys. 5.

Przy wykonaniu próbnych dźwigarów okazało się, że wskazane jest wprowadzić drobne korektury w nakładce, a mianowicie, by po spawaniu była prosta, należy jej już przy walcowaniu nadać kształt lekko wygięty, oraz, że w celu ułatwienia spawania należy również nieco rozszerzyć przestrzeń między nakładką a stopką dźwigara walcowanego. Okazało się również, że połączenie nakładek z dwuteownikiem jest dostatecznie mocne i szczelne.

Przy gięciu dźwigarów próbnych okazało się, że współpraca nakładek i dwuteownika jest dobra, gdyż zmierzony tensometrem rozkład naprężeń

był zadawalający. Cienka ścianka dźwigara, co do której zachodziła obawa zniszczenia przez wyboczenie¹⁾, zachowała się nadspodziewanie dobrze, gdyż została trwałe odkształcona wskutek ścinania, bez żadnych śladów wyboczenia.

Mimo to jednak uznano za wskazane w definitywnych dźwigarach powiększyć nieco grubość ścianki dźwigara, a mianowicie zależnie od wielkości tegoż o 1 — 2 mm, co wpłynie korzystnie na wytrzymałość dźwigara nawet i przy bardzo



Rys. 6.

małych rozpiętościach. Powiększenie grubości ścianki da się z łatwością uskutecznić przez odpowiednie rozsuniecie walców.

Postanowiono zatem przeprowadzić wszystkie powyższe zmiany i wykonać dźwigary definitywne, na których można by już przeprowadzić doświadczenia szerzej zakrojone, o ile możliwości porównawcze z równoważącymi dźwigarami walcowanymi wzgl. spawanymi.

IV. Doświadczenia porównawcze

Po przeprowadzeniu odpowiednich zmian, tj. pogrubieniu ścianki oraz rozszerzeniu spoin, przybrał dźwigar systemu autora, nazwany od tego czasu dźwigarem I HP, wymiary podane na rys. 5.

W celu porównania zachowania się tego dźwigara przy gięciu, poddano go próbom porównawczym, przeprowadzonym pod nadzorem prof. dr St. Bryły, częściowo w laboratoriach Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania w Katowicach i częściowo w laboratorium Huty Pokój w Nowym Bytomiu.

Do celów porównawczych użyto następujących dźwigarów szerokostopowych o zbliżonych do siebie właściwościach wytrzymałościowych (por. rys. 6).

1. Dźwigar A. Normalny szerokostopowy dźwigar walcowany niemiecki (Peine Träger) IP 20.
2. Dźwigar B. Dźwigar spawany syst. Inż. Grifflla, I HP 20.
3. Dźwigar C. Dźwigar spawany z blach, o wymiarach jak IP 20.

Materiał dźwigarów A i B — zwykła stal zlewna w gatunku tzw. handlowym, materiał dźwigara C również, lecz o nieco lepszych właściwościach mechanicznych, gdyż jak wiadomo blachy wzgl. tzw. żelaza uniwersalne, z powodu wielokrotnego walcowania posiadają przy tym samym materiale znacznie lepsze właściwości wytrzymałościowe.

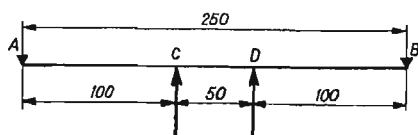
¹⁾ Należy tu zauważyć, iż ścianka ta była anormalnie cienka, gdyż miała grubość zaledwie 6,4 mm, zamiast 6,9 — 7,0 mm.

A. Doświadczenia przeprowadzone w laboratorium Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania w Katowicach

W laboratorium Huty Pokój w Nowym Bytomiu można było wypróbować belki tylko do 1,60 m rozpiętości, przy której to rozpiętości trwale odkształcenie dźwigara następuje przez ścięcie ścianki. Należało zatem wypróbować również sprężyste zachowanie się belek o większej rozpiętości, przy której maksymalne naprężenia powstają w stopkach wzgl. nakładkach.

Dzięki uprzejmości dyr. inż. Tułacza, który bezinteresownie użyczył do badań laboratorium Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania w Katowicach, stało się możliwe zbadanie belek o rozpiętości 2,5 m, a więc aż nadto do tego celu wystarczającej.

Badanie to przeprowadzono dnia 9, 10 oraz 20 lutego 1938. Obecni: prof. dr inż. St. Bryła, inż. Griffel i inż. Markiewicz. Schemat obciążenia przedstawiono na rys. 7. Wykonano pomiary sprężystych ugięć poszczególnych dźwigarów przy różnych obciążeniach przy pomocy czujnika Zeissa, pomiary i rozkład naprężeń w stopkach przy pomocy tensometru Huggenbergera oraz wyznaczono maksymalne obciążenie, poza którym następuje już trwale odkształcenie dźwigara.



Rys. 7. Schemat obciążenia.

Przy sposobie obciążenia przedstawionym na rys. 7, moment stały na przestrzeni C — D, przeznaczonej do wykonania pomiarów, wynosi:

$$M = 100 \cdot 0,5 P = 50 P \text{ kgcm}, \quad P \text{ w kg}$$

Przyjąwszy najwyższe naprężenie dopuszczalne dla stali bez znaku wg PN/B—190 $k_z = 1400 \text{ kg/cm}^2$, otrzymamy:

$$M_{dop} = \frac{k_z J}{e} = \frac{1400 \cdot J}{10} = 140 J = 50 P$$

stąd

$$P_{dop} = \frac{140 J}{50} = 2,8 J \text{ kg.}$$

W myśl Polskich Norm PN/B—190, dla tzw. stali w gatunku handlowym, tj. bez znaku, z której to stali dźwigary są zwykle wykonane, granica płynności nie jest oznaczona. Można ją jednak przyjąć jak dla stali 010 W, tj. 2100 kg/cm^2 . Wobec tego przepisany tymi normami współczynnik pewności α wynosi:

$$\alpha = 2100/1400 = 1,5$$

Trwale odkształcenie dźwigara, powinno zatem nastąpić dopiero po obciążeniu o 50% wyższym od dopuszczalnego.

Maksymalne obciążenie dźwigara wg PN/B—190 oblicza się zatem z wzoru

$$P_{max} = 1,5 \cdot 2,8 J = 4,2 J \text{ kg}$$

Dopuszczalne jak również i największe siły dla poszczególnych dźwigarów zestawiono w tabelce poniżej, przy czym A — oznacza dźwigar walcowany niemiecki, B — dźwigar spawany IHP syst. inż. Griffla oraz C — dźwigar spawany z blach.

Wyszczególnienie	A	B	C
Moment bezwładności $J\text{-cm}^4$	5,950	6,223	5,950
Dopuszczalne obciążenie P_{dop}	16,660	17,420	16,660
Największe obciążenie P_{max}	24,990	26,130	24,990

Siły powyższe obliczono na podstawie przepisanych wartości J w odnośnych tabelach dźwigarów; rzeczywiste wartości J , a zatem także i sił różniły się nieco od przepisanych. Zestawiono je w następującej tabelce.

Wyszczególnienie	A	B	C
Rzeczywisty moment bezw. $J\text{-cm}^4$	5,880	5,990	5,970
Dopuszczalne obciążenie P_{dop}	16,460	16,770	16,720
Największe obciążenie P_{max}	24,700	25,160	25,070

Pomiar ugięcia sprężystego

Dźwigary A, B, C, poddawano obciążeniu na maszynie probierczej i mierzono ugięcie w środku rozpiętości dźwigara czujnikiem Zeissa, z dokładnością do $1/100 \text{ mm}$. Obciążenie stopniowano co 5 t od 0 do 25 t.

Rezultaty pomiarów zestawiono w tabeli poniżej:

Obciążenie P t	Ugięcia w mm								
	Dźwigar A			Dźwigar B			Dźwigar C		
	Nr 1	Nr 7	Śr.	Nr 2	Nr 6	Śr.	Nr 3	Nr 4	Śr.
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,0	2,28	1,36	1,82	2,42	1,82	2,12	1,93	2,44	2,14
10,0	3,93	2,96	3,45	4,02	3,50	3,76	3,81	4,01	3,91
15,0	5,42	4,49	4,96	5,66	5,12	5,39	5,54	5,62	5,58
20,0	6,83	6,06	6,45	7,16	6,83	7,00	7,24	7,19	7,22
25,0	8,22	7,61	7,92	8,80	8,65	8,73	8,92	8,79	8,86

Pomiar ugięcia powtórzony na tym samym dźwigrze bezpośrednio po ukończeniu pierwszego pomiaru, wykazał nieznaczny wzrost tego ugięcia. Zjawisko to wystąpiło jednakowo na wszystkich dźwigrach. I tak np. dla obciążenia 20 t, zwiększenie było następujące:

	Pomiar I	Pomiar II	Pomiar III
Dźwigar Nr 7	6,06	6,08	6,37
„ „ 6	6,83	6,91	—
„ „ 4	7,19	7,21	7,44

Ciekawe jest porównanie ugięć pomierzonych z rachunkowymi. Ugięcia rachunkowe w tym wypadku obliczy się z wzoru:

$$f_{max} = f_m + f_p$$

gdzie f_m oznacza ugięcie spowodowane przez moment, zaś f_p ugięcia od sił poprzecznych.

$$f_m = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 P}{E J} (3,50^3 + 8 \cdot 100^2 + 12 \cdot 50 \cdot 100)$$

po podstawieniu $E = 2,100.000$ oraz wylczeniu, otrzymujemy

$$f_m = 0,1463 \frac{P}{J}$$

$$f_p = \frac{100 P}{G \cdot F_s}$$

gdzie oznacza: $G = 810.000$ moduł sprężystości postaci oraz F_s przekrój ścianki dźwigara. Po podstawieniu i wylczeniu otrzymujemy

$$f_p = 0,000123 \frac{P}{F_s}$$

Ostateczny wzór na ugięcie będzie:

$$f_{\max} = f_m + f_p = P \left(\frac{0,1463}{J} + \frac{0,000123}{F_s} \right)$$

Po podstawieniu rzeczywistych wartości J oraz F_s dla każdego dźwigara, otrzymamy następujące wzory dla ugięć poszczególnych dźwigarów:

Dźwigar A: $J = 5880 \text{ cm}^4$, $F_s = 16,8 \text{ cm}^2$, $f_{\max} = 0,322 \text{ Pt}$ [mm]

„ B: $J = 5990 \text{ cm}^4$, $F_s = 13,1 \text{ cm}^2$, $f_{\max} = 0,338 \text{ Pt}$ [mm]

„ C: $J = 5970 \text{ cm}^4$, $F_s = 16,8 \text{ cm}^2$, $f_{\max} = 0,318 \text{ Pt}$ [mm]

W tabelce poniżej zestawiono zmierzone średnie wartości ugięć, z wartościami obliczonymi z powyższych wzorów.

Obciążenie $\frac{P}{t}$	Ugięcia w mm					
	Dźwigar A		Dźwigar B		Dźwigar C	
	średnia wartość zmierzona	wartość obliczona	średnia wartość zmierzona	wartość obliczona	średnia wartość zmierzona	wartość obliczona
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,0	1,82	1,61	2,12	1,69	2,14	1,59
10,0	3,45	3,22	3,76	3,38	3,91	3,18
15,0	4,96	4,83	5,39	5,07	5,58	4,77
20,0	6,45	6,44	7,00	6,76	7,22	6,36
25,0	7,92	8,05	8,73	8,15	8,86	7,95

Z porównania wartości ugięć zmierzonych z obliczonymi, widzimy, że na ogół zgodność jest dość dobra, zwłaszcza przy większych obciążeniach. Dźwigary spawane wykazują nieco większe różnice od walcowanych, co jest łatwe do wytłumaczenia pewnymi odchyleniami w wymiarach, nieuniknionymi przy ręcznym wykonaniu tych dźwigarów, a także i odchyleniami w grubości ścianek, co ma w niniejszym przypadku duży wpływ na wielkość ugięcia. Drobną bowiem zmianą w grubości ścianki wpływa tylko znikomo na wielkość momentu bezwładności całego dźwigara, zatem i na jego wytrzymałość, wpływa jednakowoż dość znacznie na wielkość ugięcia.

Pomiar naprężeń w stopkach dźwigarów

Zbadano rozkład naprężeń w stopkach dźwigarów, przy jednakowym dla wszystkich obciążeniu 20 t.

Naprężenia pomierzono przy pomocy cechowanego tensometru Huggenbergera o znanym powiększeniu 1242-krotnym i rozstawie ostrzy 20 mm, 1 mm skali tensometru odpowiadał zatem 85 kg/cm². W celu zbadania rozkładu naprężeń w stopce o szerokości 200 mm, pomierzono naprężenia w osi dźwigara (p. 0) oraz w punktach 1 i 1' oddalonych o 40 mm od osi i punktach 2 i 2' oddalonych od tejże o 80 mm, tak że punkty 2 i 2' były oddalone od krawędzi stopki o 20 mm.

Rezultaty pomiarów zestawiono w tabelce poniżej.

$$P = 20 \text{ t}$$

Dźwigar	Odczyt na tensometrze w punkcie				Średnie naprężenie kg/cm ²	
	0	1 i 1'	2 i 2'	średnia	pomierzone	obliczone z tabel
A	20,3	20,0	19,7	20,0	1700	1681
B	21,2	19,5	18,2	19,6	1666	1607
C	20,3	19,8	19,0	19,7	1675	1631

Jak widać rozkład naprężeń w stopkach jest przy wszystkich dźwigarach zupełnie zadawalaający. Odchylenia między wartościami naprężeń obliczonymi na podstawie tabel oraz pomierzonymi, są również niewielkie i są spowodowane tym, że faktyczne momenty bezwładności różnią się także nieco od tabelarycznych.

W dalszym ciągu obciążono dźwigary aż do osiągnięcia trwałego odkształcenia, spowodowanego przekroczeniem granicy płynności w materiale stopki dźwigara. Maksymalne siły oraz obliczone z nich naprężenia przy granicy plastyczności podano poniżej:

Dźwigar	Siła P_{\max} w t		Granica płynności Q_r kg/cm ²	
	rzeczywista	przepisana	rzeczywista	przepisana
A	29,0	24,99	2466	2100
B	29,5	26,13	2462	„
C	powyżej 30	24,99	powyżej 2500	„

B) Doświadczenia, wykonane w laboratorium „Huty Pokój” w Nowym Bytomiu

W dalszym ciągu postanowiono obciążyć próbne dźwigary A, B i C aż do zniszczenia, wobec czego musiano przenieść doświadczenia znowu do laboratorium Huty Pokój, gdzie stała do dyspozycji 100-tonowa maszyna próbna.

Schemat obciążenia i rozpiętość dźwigarów były te same co przy doświadczeniach wstępnych (Rys. 4). Wymiary przekrojów dźwigarów A, B i C oraz ich dane wytrzymałościowe były te same co poprzednio.

Dopuszczalne jak również największe siły dla poszczególnych dźwigarów obliczono dla poszczególnych dźwigarów według następujących wzorów: (p. schemat na rys. 3)

$$M = 55 \cdot 0,5 \cdot P = 27,5 P \text{ [kgcm]} \quad P \text{ w kg}$$

dla $k_z = 1400 \text{ kg/cm}^2$ otrzymamy, ze względu na ciągnięcie wzgl. ciśnienie w stopkach:

$$M_{\text{dop}} = 140 J = 27,5 P$$

$$P'_{\text{dop}} = \frac{140 J}{27,5} = 5,09 J$$

$$P'_{\text{max}} = 1,5 \cdot 5,09 = 7,64 J.$$

Ze względu na ścinanie ścianki przy $k_s = 960 \text{ kg/cin}^2$

$$P''_{\text{dop}} = \frac{2 J d \cdot 960}{S} = 1920 \frac{J}{S} d$$

$$P''_{\text{max}} = 1,5 \cdot 1920 \frac{J}{S} d = 2880 \frac{J}{S} d$$

Siły te obliczono i zestawiono w tabelce poniżej:

Wyszczególnienie	Dźwigar		
	A	B	C
Moment bezwł. $J \text{ cm}^4$	5880	5990	5970
„ statyczny $S \text{ cm}^3$	337	352	337
Grubość ścianki $d \text{ mm}$	10	8,5	10
Dopuszczalne obciążenie P'_{dop}	29929	30489	30387
Największe obciążenie P'_{max}	44894	45734	45581
Dop. obciążenie P''_{dop}	33500	27772	34013
Najw. „ P_{max}	50250	41658	51020
Trwałe odkształcenie dźwigara nastąpiło przy $P =$	42400	44400	52050

Dźwigar walcowany *A* poddano próbie obciążenia, mierząc jedynie największą siłę, powyżej której nastąpiło trwałe odkształcenie dźwigara. Siła ta wyniosła 42400 kg i odpowiada ona naprężeniu przy granicy plastyczności 1983 kg/cm². Dźwigary *B* i *C* poddano dokładniejszemu badaniu, mierząc równocześnie ugięcia czujnikiem i naprężenia w osi dźwigara przy pomocy tensometru. P. rys. 8 i 9. Wyniki pomiarów oraz ich porównania z wartościami rachunkowymi przedstawiono na tabelce poniżej:

D ź w i g a r B

P_t	Odczyt mm		Naprężenie		Ugięcie	
	tensometr	czujnik	zmierzane	rachunkowe	zmierzane	różnica
5	2,5	2,40	213	230	2,40	—
10	5,0	3,60	425	459	3,60	1,20
15	18,2	4,70	697	689	4,70	1,10
20	11,0	5,82	935	918	5,82	1,12
25	13,5	7,05	1148	1148	7,05	1,23
30	16,2	8,21	1377	1377	8,21	1,16

D ź w i g a r C

5	3,6	1,65	306	231	1,65	—
10	7,0	2,85	595	461	2,85	1,20
15	10,0	3,93	850	692	3,93	1,08
20	13,4	5,31	1139	922	5,31	1,38
25	17,0	6,51	1445	1153	6,51	1,20
30	20,5	7,64	1742	1383	7,64	1,13

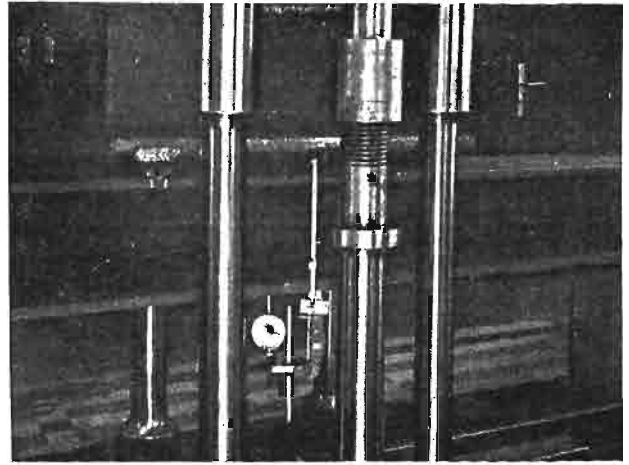
Jak widać w dźwigarze *B* pomierzone naprężenia w osi dźwigara zgadzają się dosyć dobrze z obliczonymi, co dowodzi równomiernego rozkładu naprężeń w stopce. Gorzej zachowuje się pod tym względem dźwigar *C*, w którym naprężenia w osi są znacznie (średnio 27%) wyższe od obliczonych.

W dalszym ciągu obciążono dźwigary aż do granicy, powyżej której następowały trwałe odkształcenia oraz oznaczono tę granicę, poczem obciążono dźwigar dalej aż do uzyskania dość dużego (20 — 30 mm) trwałego odkształcenia, prawie równoznacznego z zupełnym zniszczeniem dźwigara. Należy tu zaznaczyć, że mimo to znaczne odkształcenie w postaci wygięcia belki, nie nastąpiło w żadnym wypadku wybočenje ścianek.

Jak z poprzednich tabel widać, dla zniszczenia dźwigara *A* i *C*, z powodu ich stosunkowo grubszej ścianki miarodajne było przy tym doświadczeniu rozciąganie wzgl. ściskanie w stopkach zaś dla dźwigara *B* ścinanie w ściance. Dźwigar *A* (pochodzenia niemieckiego) nie osiągnął przepisanej wytrzymałości i wytrzymał tylko 42,4 t, zamiast przepisanych 44,894 t, natomiast dźwigary *B* i *C* uległy trwałemu odkształceniu przy siłach o wiele wyższych od przepisanych.

Wnioski z doświadczeń porównawczych

Opisane powyżej doświadczenia i ich rezultaty wykazały, że dźwigary spawane zachowują się przy obciążeniu statycznym nie tylko nie gorzej od walcowanych, ale je niejednokrotnie przewyższają jakością materiału i nośnością. W szczególności odnosi się to do dźwigarów IHP, systemu autora, które mimo stosunkowo znacznie cieńszej ścianki grb. 8,5 mm względem 10 mm przy walcowanych, zachowały się zupełnie zadawalająco, przy czym uzyskane nośności były większe

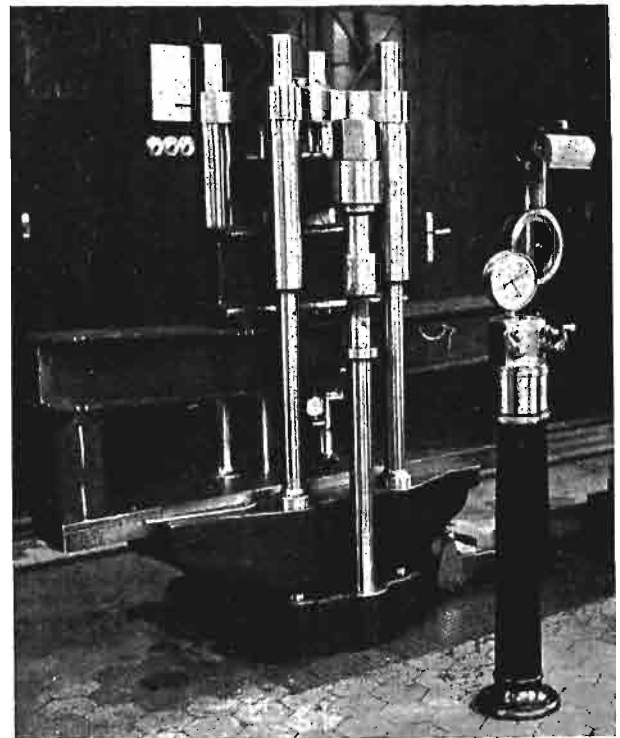


Rys. 8.

a jakość materiału lepsza od dźwigarów szerokostopowych walcowanych pochodzenia niemieckiego. Ścianka dźwigarów IHP okazała zupełną stateczność przy obciążeniach znacznie przewyższających granicę płynności materiału dźwigara i nie uległa wyboczeniu.

Powyższe doświadczenia dowiodły zatem, że szerokostopowe dźwigary spawane IHP syst. autora, nadają się do zastosowania w budownictwie lądowym do wszystkich tych celów, do jakich możnaby użyć szerokostopowych dźwigarów walcowanych, w szczególności nadają się one na słupy i belki w budownictwie stalowo-szkieletowym.

W celu zastosowania tych dźwigarów także w budownictwie mostowym, należałoby uzupełnić jeszcze powyższe badania statyczne badaniem na obciążenia zmienne (dynamiczne), które mogłyby być przeprowadzone w Politechnice Warszawskiej.



Rys. 9.

TABELA DŹWIGARÓW SZEROKOSTOPOWYCH IHP
systemu Inż. Griffia

L. p.	Profil HP	Wymiary mm				Prze- krój F cm ²	Ciężar G kg/m	dla osi gięcia						S _x	J _x /S _x =S _x cm
		h	b	d	t			x — x			y — y				
								J _x cm	W _x cm	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ⁴	i _y cm		
1	18	180	180	8	15	72,2	56,7	4235	471	7,66	1473	164	4,52	267,7	15,8
2	20	200	200	8,5	16	85,1	66,8	6223	622	8,55	2154	215	5,03	352,2	17,7
3	22	220	220	9	17	98,7	77,5	8790	799	9,44	3036	276	5,55	450,8	19,5
4	24	240	240	10	18	114,3	89,7	12107	1009	10,29	4166	347	6,04	568,5	21,3
5	26	260	260	10	19	128,7	101,0	16184	1245	11,21	5581	429	6,59	698,4	23,2
6	28	280	280	11	20	146,6	115,1	21355	1525	12,07	7355	524	7,07	855,1	25,0
7	30	300	300	12	21	165,6	130,0	27674	1845	12,93	9470	631	7,56	1033,2	26,8

PIERWSZY POLSKI ZJAZD SPAWALNICZY

Oddawna już odczuwano się pomiędzy inżynierami spawalniczymi dążność do wspólnego omówienia spraw, łączących się z zastosowaniem spawania w technice polskiej. Spawanie wchodziło bowiem w nią bardzo nie systematycznie, czyniąc czasem ogromne kroki, zadziwiając państwa inne, a czasem błakając się na bezdrożach konserwatywnego inżynierskiego. To też Stowarzyszenie dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali w Polsce, biorąc inicjatywę w swe ręce zainicjowało urządzenie Pierwszego Polskiego Zjazdu Spawalniczego, przy czym współdziałał w organizowaniu Zjazdu wzięły ponadto: Stowarzyszenie Hutników Polskich, Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich, Związek Polskich Inżynierów Budowlanych i Związek Polskich Inżynierów Lotniczych. Przewodniczącym Komitetu Organizacyjnego był prof. Stefan Bryła, nadto w skład komitetu wchodził inż. Dobrowolski, inż. Lisowski, inż. Majewski, dr inż. Poniż, inż. Szupp i inż. Tułacz.

Zjazd, mimo krótkiego czasu przeznaczanego na organizację, udał się ponad wszelkie spodziewanie. Jak zaznaczył prof. Bryła w przemówieniu powitalnym, „pesymiści liczyli, że będzie 10, najwyżej 15 referatów, optymiści podnosili tę cyfrę do 20, najwyżej 25”. Tymczasem, jak dalej mówił prof. Bryła, „optymiści nie mieli racji, gdyż referatów zgłoszono 58, a zjazd zakreślony na razie na 1—1½ dnia rozciągnął się na 3 dni” i musiał być prowadzony w paru równoległych sekcjach. Ponadto zgłosili na zjazd niespodziewanie referaty i goście zagraniczni: z Francji pp.: Brillii i Mercier, z Niemiec dr inż. Schaper, z Jugosławii inż. Nenad Lancos.

Zjazd rozpoczął się dnia 21 kwietnia w auli Politechniki. Otworzył go prof. Stefan Bryła, witając przybyłych gości i zapraszając na przewodniczącego Zjazdu prezesa Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali dr Alfreda Szczerę. Następnie przemawiali, witając Zjazd: rektor Zawadzki, wiceminister Piasecki imieniem Ministerstwa Komunikacji, dyr. Szpaczyński im. Ministerstwa Poczty i Telegrafów, oraz major Jastrzębski im. M.S.Wojsk. Nadto obecni byli w zastępstwie p. wicepremiera Kwiatkowskiego dyr. Wiłdomski, oraz reprezentanci M. W. R. i O. P. i M. S. Wewn.

Zjazd rozpoczął się bardzo interesującym referatem prof. St. Bryły p.t.: „Spawanie a gospodarka narodowa”, którego skrót tu podajemy:

Spawanie a gospodarka narodowa

Zyjemy w czasach bardzo różnych od okresu przedwojennego. Zubożenie społeczeństw zeszło się z silnie zwiększonymi potrzebami i wymaganiami, a różnice między możliwościami a potrzebami wzrosły do kategorii dużych dysproporcji, a nawet anomalij.

W znacznie wyższym stopniu niż gdzieindziej przejawiało się to u nas. Skłonić to nas powinno do tym wyraźniejszego i mocniejszego postawienia zasady zresztą ogólnie znanej i uznanej racjonalnej organizacji pracy: maksimum rezultatu przy minimum nakładu pracy, środków, materiału, importu i czasu. Minimum pracy oznacza celowość i wydajność tej pracy. Praca jest błogosławieństwem jako taka, ale jest tylko *środkiem* do celu; błogosławieństwem jest właściwie dopiero praca uwieńczona rezultatami. Nie tylko bowiem dla inżyniera miarodajny jest rezultat, a nie filozofowanie; rezultat miarodajny jest dla całego życia społecznego.

Produkcja żelaza musi być u nas podtrzymywana i zwiększana, a w żadnym wypadku ograniczana, gdyż konsumpcja tegoż stoi na niezmiernie niskim poziomie. Natomiast musimy dążyć do tego, ażeby nasze żelazo, czy stal jak najlepiej wykorzystać, do tego, żeby zaoszczędzić możliwie minimum, nie na to, by mniej wyprodukować i mniej wprowadzić w gospodarkę narodową, ale na to, by wręcz przeciwnie, zaoszczędzoną ilość wbudować, wprowadzić w kraj, by nią nasycić nie zaspokojone potrzeby w innym miejscu.

Nie jest obojętne, czy z pewnej i tej samej ilości stali zrobimy 50 czy 60 mostów takich samych. Jeżeli to tylko jest możliwe obowiązkiem naszym jest zrobić 60 i 65 mostów. Tak samo nie jest obojętne, czy stary most wzmocnimy, czy też zdemontujemy i zbudujemy nowy. Jeżeli to jest tylko możliwe, obowiązkiem naszym jest most wzmocnić, a z zaoszczędzonego materiału zrobić most inny.

I tu właśnie leży znaczenie spawania. Mało który wynalazek tak wpłynął na całokształt techniki, jak spawanie. Gdziekolwiek mamy do czynienia z połączeniem metali, wszędzie staje się spawanie podstawową metodą wykonania. Nie ma dzisiaj nicomal dzieła techniki, w którym by spawanie nie odgrywało wybitnej roli. Cokolwiek weźmiemy pod uwagę; czołg, czy samochód, konstrukcję budowlaną, czy samolot, turbinę, czy kratę ozdobną czy szynę tramwajową, most czy maszyny okrętowe, czy sam okręt — jakkolwiek metal: stal, miedź czy glin — wszędzie weszła technika spawalnicza.

Weźmy pod uwagę mosty: Na podstawie danych inż. Gajkowicza powinniśmy w ciągu 10 lat mostów jedynie drogowych zbudować 26.000 mb. w konstrukcji stalowej nitowanej. Wyjdzie na to 80.000 ton stali. Jeżeli zamiast nitowania zastosujemy spawanie, to zaoszczędzimy na tym ok. 15.000 ton stali, albo wykonamy o 20% więcej mb. konstrukcji. W dodatku zyskujemy jeszcze no koszcie ogólnym, bo nawet przy wyższej cenie jednostkowej konstrukcji spawanej o 50 zł na tonie, jeszcze i tak zaoszczędzi się na konstrukcji tych mostów ok. 10.000.000. zł.

Metoda spawania elektrycznego w miarę amortyzacji urządzeń dawnych i kolejnego wprowadzania znacznie tańszych nowych musi być też coraz tańsza. W stosunku do nitowania spadła ona od 10 lat o 15 — 20% i spadać będzie też tańsza o 20%, a wtedy oszczędności będzie około 25.000.000 zł. Nastąpi to już w najbliższym czasie. I to jest dalsza korzyść dla gospodarki narodowej. Wkrótce zaś po tym różnica kosztu robocizny, nawet jednostkowego, musi przeważać się na stronę spawania i będziemy mieli dalsze oszczędności, które pójdą w górę jeszcze wyżej. Dodajmy do tego jeszcze, że konstrukcja spawana wymaga mniejszej robocizny fachowej, której nam w ogóle brak i jest szybsza w wykonaniu, oraz, że dla montażu większej ilości mostów z tej samej ilości materiału, potrzeba większej robocizny niefachowej. I tak okazuje się, że w mostach wprowadzenie spawania spełnia wszystkie wyżej zacytowane postulaty: zmniejszenie nakładu pracy, środków, importu, materiału, czasu, dając te same lub lepsze rezultaty.

Według dyr. Bracha w r. 1936 wyprodukowaliśmy 10.000 ton odlewów żeliwnych. Zamieniając je na konstrukcje spawane i przyjmując, że na braki odlewów stalowych idzie 25%, otrzymalibyśmy oszczędność w pierwszej pozycji ok. 2500 ton, w drugiej, gdzie w grę wchodzi i oszczędność materiału, do 5000 ton.

Te dane i te cyfry mają swoją wymowę, zwłaszcza we wszelkiego rodzaju środkach transportowych, gdzie lekkość, małe wymiary i wytrzymałość odgrywają pierwszą rolę, spawanie musiało się stać metodą dominującą. Dotyczy to samochodów, samolotów, torped, wagonów motorowych, wagonów zwykłych, łodzi, statków, okrętów.

Inną kategorią są korzyści, wynikające pośrednio z zastosowania spawania, korzyści, których nawet ocenić się nie da w cyfrach. Spawanie szyn zaoszczędza tabor kolejowy, gwarantując mu większą trwałość. Spawanie zwiększyć może kilkakrotnie, nawet kilkunastokrotnie trwałość urządzeń. Dzięki gładkim powierzchniom wpływy korozji maleją przy spawaniu wybitnie. Dzięki spawaniu uzyskujemy lekkość konstrukcji.

Gospodarka narodowa ma dzisiaj jeszcze inne oblicze, a jest nią sprawa obronności państwa. Spawanie pozwala wykonać taniej, a zwłaszcza lepiej samochody pancerne, czołgi, pociągi pancerne, pontony, mosty ruchome, armaty.

Słynny pancernik niemiecki z serii o ograniczonej trakcyjności 10.000 ton (r. 1930) okazał się dzięki zastosowaniu spawania znacznie mocniejszy bojowo, niż większe jednostki państw innych, co uprzytomniło technice wojskowej wielkie znaczenie spawania. Mosty składowane spawane mogą być lżejsze o 20% od nitowanych, a wiadomo dobrze, co takie zmniejszenie wagi znaczy.

Tu też wymienić należy niezmierną łatwość naprawy, przez zagrzenie palnikiem i wyprostowanie części pogiętych, pękniętych, przerwanych, czy to będzie łoża działa, czy rekonstrukcja wysadzonego mostu.

Technika będąca w służbie gospodarki narodowej, musi wykazywać inicjatywę i przenikliwość, zwłaszcza w dzisiejszej dobie. Na to, by uzyskać maksimum rezultatu, musi się szukać dróg nowych, a nie tkwić ciągle w tych samych przestarzałych formach, nawet jeżeli poszukiwaniu dróg nowych będzie towarzyszyć jakieś nieudanie.

Dziwna rzecz, dlaczego spawanie u nas w niektórych dziedzinach rozwinęło się tak niezwykle, a w innych napotykało na takie niesłychane przeszkody, jak nierównomierne i niesystematyczny rozwój ten następował, jak nie spodziewanie i zarazem niejednakowo wzrastał i wzrasta zastęp zwolenników spawania, ale jak równocześnie ma ono przeciwników, chyba przez upór lub przez, że tak powiem, nieświadomość.

Przecież w budownictwie spawanie rozwinęło się jak może nigdzie na świecie i spawa się u nas 90% konstrukcji stalowych budowlanych. Przecież w dziedzinie lotnictwa spawanie zajmuje godne siebie miejsce, tak samo w budowie sprzętu kolejowego. Są u nas resorty, których zasługą jest to, że przewidziały znaczenie spawania, są huty i warsztaty, które również szybko zrozumiały jego walory, ale z drugiej strony są i inne dziedziny techniki, gdzie stoimy w miejscu, trwożliwie, chociażby w dziedzinie kotłów i obrabiarek, nawet mostów, trwożliwie patrząc się na to, co się dzieje gdzie indziej, na to, żeby iść jak najdalej w tyle za Europą.

A przecież na tle tego, co spawanie unieścić może w gospodarkę narodową, co jej dać, co oszczędzić może, obowiązkiem naszym, w naszym biednym nad wyraz społeczeństwie, jest wykorzystać te walory spawania w pewnej rozciągłości, i wykazać na zrozumieniu sprawy, na doświadczeniu opartą śmiałość i odwagę.

Ta cechująca nas nierównomierność i niesystematyczność, ta trwożliwość w jednych dziedzinach przy śmiałości i sukcesach w dziedzinach drugih, przeszkadza wybitnie wyciągnięciu u nas ze spawania w pełni tych wszystkich korzyści, jakich nasza gospodarka narodowa wymaga.

Nie trzeba uważać, że wszyscy obcy są geniuszami. Wcale tak nie jest. Nasi najbliżsi sąsiedzi na przykład są jedynie szaleni pilni, systematyczni i konsekwentni w swej pracy, w służbie swojej idei, bez względu na to, gdzie ona się przejawia. Ale i my powinniśmy służyć idei naszej. W naszym zaś zawodzie powinniśmy technikę polską tak prowadzić, by służyła ona jak najkorzystniej naszemu państwu, naszej gospodarce narodowej. I tak, by ona promieniowała z siebie, z wysiłku naszej myśli, a nie, by żyła, jak księżyc, anemicznym skądinąd pożyczonym blaskiem.

Jeżeli o tym wspomnieć muszę, to na szczęście jedynie w stosunku do niektórych dziedzin techniki. Bo w tej nierównomierności naszej mamy bezporównania więcej objawów zdrowego i śmiałego postępu, śmiałej myśli. Mamy mnóstwo resortów, które znaczenie spawania oceniły od razu i od dawna stosują spawanie, oszczędzając tym samym

miliony dla siebie i dla państwa. Mamy przepisy, które były wzorem dla państwa i innych. Mamy huty i zakłady przemysłowe, które w przeciwieństwie do wielu zakładów zagranicznych nawet, umiały szybko odwrócić głowę od przeszłości przemysłu i spojrzeć w przyszłość. Mamy materiały spawalnicze, należące do najlepszych w świecie. Stowarzyszenie dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali pracuje nad wykształceniem spawaczy, których mamy kilkanaście tysięcy — wspomnę, że jeżeli przemysł nasz wypełni zadanie swoje i rozwinie się w ciągu lat pięciu w dwójnasób to spawaczy przy pełnym nasyceniu potrzeba będzie 60,000, do tego 5,000 techników, do tego 3,000 inżynierów specjalistów. I dlatego wspominając o naszych brakach, tym mocniej należy pamiętać o naszych sukcesach i naszych możliwościach. Chodzi o to tylko, by zaniedbane dziedziny dociągnąć do poziomu tych innych i by nasza technika w pełni potrafiła spełnić swą służbę dla państwa.

Po tym referacie nastąpiły jeszcze referaty dr Sznera „Ku założeniu domu i Instytutu Spawalnictwa w Warszawie”, oraz dyr. Tułacza o programie realizacji tegoż domu i instytutu.

Po południu tegoż dnia zaczęły się obrady sekcyjne w Gmachu Stowarzyszenia Techników Polskich. Z ogromnej ilości referatów cytujemy te, które dla czytelników i naszego pisma mają największe znaczenie:

W s e k c j a 1. (Zagadnienia ogólne):

- 1) Prof. dr inż. Stefan Bryła, W-wa — „Krótki przegląd naprężeń dodatkowych w konstrukcjach nitowanych i spawanych”.
- 2) inż. Erwin Polak, Chorzów. — „Naprężenia własne w połączeniach spawanych”.
- 3) dr inż. Wenczesław Poniż, W-wa — „Styki spawane”.
- 4) prof. dr inż. Stefan Bryła, W-wa i dr inż. Wenczesław Poniż — „Rozkład naprężeń w spoinach pachwinowych podłużnych”.
- 5) Huta Pokój, Katowice — „Spawane dźwigary szerokostopowe”.

W s e k c j a 2. (Urządzenia i materiały):

- 1) Inż. Janusz Znamierowski, W-wa — „Spawanie prądem stałym czy zmiennym”.
- 2) inż. Zygmunt Puławski, W-wa — „Ochrona oczu przy spawaniu”.

W s e k c j a 3. (Zagadnienia wytrzymałościowe i metaloznawcze):

- 1) Inż. Józef. Koziarski, W-wa — „Znaczenie znajomości metaloznawstwa dla spawalnika”.
- 2) inż. Piotr Tułacz, Katowice — „Badania plastyczności stopiwa”.

3) inż. Walenty Czyrski, Katowice — „Własności wytrzymałościowe spoin jedno i wielowarstwowych wykonanych za pomocą spawania lukowego”.

4) inż. Józef. Koziarski, W-wa — „Badania konstrukcyj spawanych za pomocą promieni Roentgena”.

W s e k c j a 5. (Spawanie w konstrukcjach inżynierskich).

1) Prof. dr inż. Stefan Bryła, W-wa — „Spawanie w budownictwie przemysłowym”.

2) prof. dr inż. Stefan Bryła, W-wa — „Oszczędności na ciężarze konstrukcyj spawanych”.

3) inż. Artur Jahns i inż. Władysław Wachniewski — „Z praktyki mostów spawanych w Polsce”.

4) dr inż. Alfons Chmielowiec, Lwów — „Kilka problemów w dziedzinie wzmacniania mostów stalowych metodą spawania”.

5) inż. Tadeusz Kozłowski, Ostrowiec — „Konstrukcja stalowa Stoczni Marynarki Wojennej w Gdyni”.

6) inż. J. Ratyński, Chorzów — „Korzyści z zastosowania spawania dla wież wyciągowych”.

7) inż. Władysław Wachniewski, Chorzów — „Spawany schron stalobetonowy”.

8) inż. Adolf Bańdur, Chorzów — „Spawanie montażowe hal fabrycznych”.

9) inż. Zygmunt Widelc, Chorzów — „Naroża ramowe w wykonaniu spawanym”.

Niezależnie od referatów sekcyjnych odbył się wieczór odczytowy, na którym wygłoszone zostały 2 referaty z zakresu mostów spawanych, mianowicie: referat dr inż. Schapera z Berlina: „Spawane mosty w Niemczech” i inż. Lancosa z Belgradu: „Spawane mosty w Jugosławii”, które pokazały jak daleko zaszło spawanie mostów w tych krajach, pozostawiając daleko w tyle Polskę. Z referatu dr Schapera dowiedziano się, że Niemcy rozwiązali już trudny i nie rozwiązany do niedawna problem spawania stali St. 52 i że w zupełności przechodzą na mosty spawane, nie tylko blaszane jak dotychczas, ale i mają zamiar przejść i na kratowe spawane.

Niektóre z tych referatów, między innymi referat dr Schapera, będą ogłoszone w „Inżynierii i Budownictwie”, wszystkie zaś w Spawaniu i Cięciu Metali.

Na swym posiedzeniu końcowym Zjazd uchwalił szereg rezolucyj, m.in. rezolucję w sprawie utworzenia Domu i Instytutu Spawalnictwa w Warszawie, w sprawie zastosowania na należyłą skalę spawania w budowie mostów w Polsce, w sprawie okresowego (co 3 lata) urzędowania zjazdów spawalniczych.

Przebieg cały zjazdu świadczy dobitnie, że spawalnictwo w Polsce zaczyna sobie wywalczać należyte uznanie i zainteresowanie, nie tylko w niektórych dziedzinach, ale że ogarnia najszerze kręgi techniki.

Niniejszy numer „Inżynierii i Budownictwa” zawiera oficjalny dział Departamentu Budown. M. S. Wojsk.

II. OGÓLNOPOLSKI ZJAZD BETONIARSKI, POZNAŃ, 5 – 6 MAJ 1939 R.

Przemysł betoniarski jest u nas ciągle jeszcze nową dziedziną. I. Zjazd Betoniarski, który odbył się w 1936 roku i Zjazd obecny, udowodniły konieczność systematycznego urządzania tych Zjazdów, celem umożliwienia dokonania przeglądu prac i poziomu betoniarskiego u nas i porównania odległości jaka nas jeszcze dzieli od poziomu betoniarsstwa zagranicą. Zjazd obecnie omawiany, zwołany w tak poważnej chwili politycznej, zebrał mimo wszystko ponad 200 uczestników. Zwołany i organizowany był przez trzy bezpośrednio zainteresowane instytucje tj. Związek Polskich Inżynierów Budowlanych, Związek Polskich Fabryk Cementu oraz Związek Właścicieli Wytwórni Wyrobów Betonowych i Sztucznego Kamienia w Polsce.

Zjazd obradował pod przewodnictwem inż. Jerzego Nechaya, w Prezydium zasiadali: inż. S. Radziwiński, A. Drecki, inż. S. Lassaud, inż. J. Jakubowski. Sekretarzował inż. L. Suwalski. Zainteresowanie Zjazdem przez Władze Państwowe wykazały przemówienia powitalne wygłoszone przez przedstawiciela Min. Spr. Wewn. inż. Zakrzewskiego, oraz Min. Spraw Wojskowych inż. E. Norwertha.

Referaty i referencje jak również zabierający głos w dyskusji interesowali się całokształtem betoniarsstwa. Były wygłaszane referaty dotyczące spraw ogólnych tej gałęzi przemysłu, dotyczące spraw zawodowych oraz rozważano zagadnienia specjalne dotyczące już ściśle określonych wyrobów betonowych. Jedną była wspólna troska i wspólne nawoływanie referentów. Troska o dobre wykonanie. Wnioski inż. W. Bielickiego podkreślając doniosłość z punktu widzenia gospodarki budowlanej należytego poziomu wykonawstwa wyrobów betonowych, wskazują na konieczność zorganizowania betoniarsstwa w silnym związku branżowym, mechanizację betoniarni, popieranie specjalne betoniarni mechanicznych, dążenie do wytwarzania w fabrykach krajowych maszyn betoniarskich, stosowania badań laboratoryjnych, rozszerzenie prac normalizacyjnych, jako na środki dążące do podniesienia jakości wyrobów betonowych. Zjazd na wniosek inż. Konica stwierdził konieczność prowadzenia ciągłego badań naukowo-badawczych uwzględniających zagadnienia praktyczne betoniarsstwa. W zakresie poruszanych spraw ogólnych kilku mówców: p. Kasterski, inż. Kozak, Edelman, Lipecki, wskazywali na konieczność odpowiedniego wykształcenia betoniarzy, czy to drogą organizowania kursów, czy wydziałów

przy szkołach technicznych, z czym związana jest sprawa zaliczenia betoniarsstwa do rzemiosła objętego prawem przemysłowym. Rzucone były myśli stworzenia Betoniarni doświadczalnej, odpowiedniego postawienia produkcji maszyn betoniarskich, którychby nie sprawdzano na skórze klienta.

W zakresie spraw zawodowych poruszono (T. Zabokrzecki) trudności betoniarsstwa przemysłowego wynikające z rozpowszechnionej nieuczciwej konkurencji, czemu może zapobiec kontrola władz, w zakresie trzymania się norm ustalonych przez P.K.N. oraz powszechny obowiązek stosowania się do tych norm. Inż. Palka zwrócił uwagę na to, że kolej, czy Zarząd Miejski, są prosto prowokowane do urządzania własnych betoniarni, właśnie z powodu zalewania rynku tandetą z betoniarni prywatnych. A takich odbiorców lekceważyć nie należy. Zjazd uznał konieczność zrzeszenia się betoniarzy w Związku jako jeden z podstawowych czynników walki z nieuczciwą konkurencją.

Z zagadnień specjalnych inż. J. Nechay zreferował możliwości przemysłu betonowego i rodzaju wyrobów, inż. Kobyliński rozważał zagadnienia płyt betonowych, inż. Gładkich ogrodzeń betonowych. Inż. Suwalski mówiąc o budynkach z gotowych elementów żelbetowych, wskazał na konieczność wprowadzenia tego tematu do nauki żelbetu w szkołach technicznych, a inż. Zaremba na olbrzymie możliwości betoniarsstwa w budownictwie przeciwlotniczym.

Zagadnienie maszyn i mechanizacji betoniarni omówiono wyczerpująco i wskazano na konieczność jak najszybszego stworzenia betoniarni doświadczalnej, która byłaby nie tylko wzorem, ale i kuźnią nowych pomysłów i ich sprawdzianem.

Głosy kierowników dużych betoniarni, ich podejście do sprawy, ich dążność do poparcia swych prac przez naukę i stwierdzenie konieczności dania podstaw naukowych betoniarzom, świadczą o należyтым zrozumieniu przez nich swych zadań i każą spodziewać się olbrzymiego rozwoju przemysłu betoniarskiego. Zainteresowanie i współpraca czynników oficjalnych oraz świata naukowego świadczy o docenianiu przez wszystkich betoniarsstwa jako jednego z podstawowych zagadnień gospodarki publicznej.

IX. MIĘDZYNARODOWE TARGI POZNAŃSKIE.

Targi Poznańskie mają już swoją tradycję 19 lat. Mimo niepokojów politycznych Targi tegoroczne wykazały znaczny postęp. Udział firm zagranicznych i reprezentacyjnych stoisk państw obcych nie był ani trochę uboższ niż w latach ubiegłych. Imponujący był salon samochodowy gdzie brały udział 33 firmy, co wobec 34 firm występujących w Paryżu w tegorocznym Salonie jest niezwykłym sukcesem Targów. Reprezentacyjne olbrzymie hale pawilonu ciężkiego przemysłu, gdzie królują Trzyniec i Karwina między Wspólnotą Interesów, Hutą Pokój, Starachowicami, Cegielskim i Lilipem — każą budzić podziw swym starannie opracowanym układem stoisk i formą podania danych swej wytwórczości. Bogata hala obrabiarek, świadczy o ogromnym rozwoju tego przemysłu.

Dział budowlany zgrupowany jest wokół Wieży Górnośląskiej i na jej parterze. Na obszernym dziedzińcu maszyny betoniarskie tworzą centralną grupę, gdzie możemy zobaczyć ciekawą wibroprasę do płyt betonowych f. Bracia Hoffman. Obok ubijaki - wibratory ręczne i przesuwne,

lekkie, łatwo przenośne. Obok formy do rur betonowych, pustaków i dachówek; dalej znane rusztowania przenośne z elementów rurowych stalowych. Następnie garaże z elementów żelbetowych składanych, bardzo tanie (koszt garażu około 1000 zł) a estetyczne, szcudła żelbetowe do słupów linii elektrycznych, ramy okienne żelbetowe, stropy i wyroby ceramiczne. Duże zainteresowanie budzi wyrób pustaków „Ideal”, do których forma kosztuje tylko 130 zł.

Na parterze wieży Górnośląskiej zebrały się przeważnie stoiska firm produkujących materiały budowlane. Między innymi znajduje się tu stoisko Związku Polskich Inżynierów Budowlanych, bardzo estetycznie urządzone, prezentujące prace swoich członków i swoje wydawnictwa. W sąsiedztwie bogate w eksponaty stoisko Związku Polskich Fabryk Cementu, gdzie budzą szczególne zainteresowanie ozdobne wyroby betonowe oraz przykłady rzeźby w betonie.

W ramach organizowanego przy współudziale związku Polskich Inżynierów Budowlanych działu OPL. wi-

dzieliśmy popularny schron na 50 osób z pełnym wyposażeniem „Wspólnoty Interesów”, fragment schronu żelbetowego z gotowych elementów, ciekawie między sobą za pomocą sworzni stalowych łączonych. Schron ten produkowany i opatentowany przez f. „Wibbet” z Warszawy, charakteryzuje identyczność trzech zestawionych elementów w kształcie odcinka łuku każdy. Ta identyczność elementów, oraz waga 1 elementu sięgająca 80 kg, stanowią bardzo wielkie zalety rozszerzające właściwie zakres stosowności tego typu schronu. Poza tym widzieliśmy schrony żelbetowe produkowane przez betoniarnię miejską w Poznaniu, złożone z elementów o kształcie okrągłym o śred-

nicy 2,20 m. Element każdy tego typu waży przeszło 200 kg nie jest więc tak dogodny w transporcie.

Dział OPL. uzupełniony był nadto przez cały szereg typów okien i drzwi stalowych gazoszczelnych produkowanych masowo przez wytwórnię Zieleniewski i Fitzner-Gamper, oraz przez przenośne schrony stalowe chroniące od odłamków na wzór znanych z prasy schronów angielskich. Zapoczątkowany dopiero w tym roku dział OPL. na Targach, wykazuje duże zainteresowanie producentów tą gałęzią produkcji i wskazuje na olbrzymie możliwości przemysłu tak stalowego jak i betoniarskiego w tej dziedzinie.

WYDAWNICTWA F. K. W.

Fundusz Kwaterunku Wojskowego wydał już trzeci tom swoich sprawozdań; poprzednie dwa obejmowały okresy sprawozdawcze trzyletnie, ostatni zawiera całokształt pracy tej instytucji od chwili powstania do ubiegłego roku.

Nie potrzebujemy czytelników zaznajamiać z celami i historią tej instytucji, tak dobrze znanej na rynku budowlanym. Wprawdzie zakres działania F.K.W. według ustawy ogranicza się do budowy domów mieszkalnych dla oficerów i żonaty podoficerów, jednak możliwość innej działalności budowlanej, przewidzianej zresztą w ustawach, została przez kierowników Funduszu w pełni wykorzystana. F. K. W. buduje nie tylko domy mieszkalne, ale również inne gmachy dla celów państwowych; w wielu miastach Polski spotykamy dzieła wykonane przez Fundusz, chlubnie świadczące o polskiej sztuce budowlanej.

W trzecim tomie znajdujemy szczegółowo opisane wszystkie obiekty, które zostały przez tę instytucję wzniesione. Bogaty materiał statystyczny jest doskonałym uzupełnieniem bilansu F. K. W., który za rok 1937 zamyka się cyfrą 160.249.005 zł, nie obejmuje ona jednak kosztu budów wykonanych przez Fundusz na zlecenie i ze środków innych władz państwowych; do okresu sprawozdawczego w tym dziale przebudowano przeszło 70.000.000 zł. Według informacji naszych do chwili obecnej sumy przebudowane przez F. K. W. dochodzą do kwoty około 300.000.000 zł, jest to suma, jak na nasze warunki olbrzymia.

Cyfry jakie F. K. W. w swoich sprawozdaniach podaje przedstawiają nam bardzo dokładny obraz na co i w jaki sposób te pieniądze zostały zużyte. Kierownicy



Sanatorium Wojskowe w Otwocku.

w swej pracy ściśle przestrzegają rozkazu Marszałka Piłsudskiego danego organizatorom Funduszu, a mianowicie: „należy jak najoszczędniej wydawać grosz publiczny, budować solidnie i tanio, bez wszelkiego zbytecznego luksusu, ale też według wymagań higieny; jak najkrótszą i najprostszą drogą zmierzać do celu”.

Opinia jaką F. K. W. ma w całej Polsce, tak w sferach fachowych, jak i wśród obywateli interesujących się objawami naszego życia gospodarczego jest bardzo dobra.



Dom Oficerski przy ul. 6. Sierpnia w Warszawie.



Gmach Funduszu Kwaterunku Wojskowego w Warszawie.

Wszyscy wiedzą, że gmachy i domy, wzniesione przez tę organizację, są wykonane zgodnie z wyżej przytoczoną dyrektywą: bardzo solidnie, ale również i bardzo tanio. Wyniki te zawdzięcza Fundusz sprężystej organizacji robót, a co najważniejsze dobremu finansowaniu budowy. Jako fachowcy wiemy doskonale, że bardzo wiele trudności jakie napotykamy przy realizacji naszych zadań inżynierskich, może zupełnie zniknąć, jeżeli finansowa strona każdej budowlanej zostanie postawiona na odpowiednim poziomie.

Sprawozdania Funduszu, a zwłaszcza ostatnie, dają nam olbrzymią ilość materiału cyfrowego, odnoszącego się do kosztów budowy w czasie najbardziej ciekawym od

r. 1927 do chwili obecnej, a więc mamy czasy wysokiej koniunktury, kryzysu i obecne, kiedy gospodarkę naszą cechują planowość i umiar. Cyfry te są podane z wyjątkową szczerością, widzimy nie tylko wahania koniunkturalne ale również wahania wywołane trudnościami organizacyjnymi. Liczby te świadczą, że na obraz działalności tak poważnej instytucji składają się rzeczy doskonałe, bardzo dobre, dobre, a nawet i mierne.

Tę ocenę stosujemy również do artystycznej wartości obiektów. Obok dzieł ś.p. prof. Cz. Przybylskiego, ś.p. prof. Obmińskiego, prof. Świerczyńskiego, prof. Minkiewicza, prof. Pniewskiego, Witkiewicza, Dygata, Tolloczki,



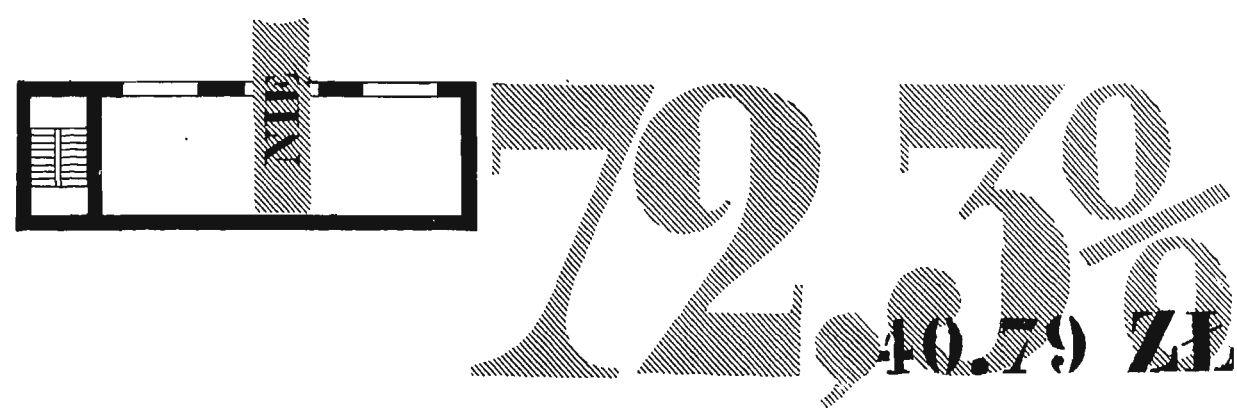
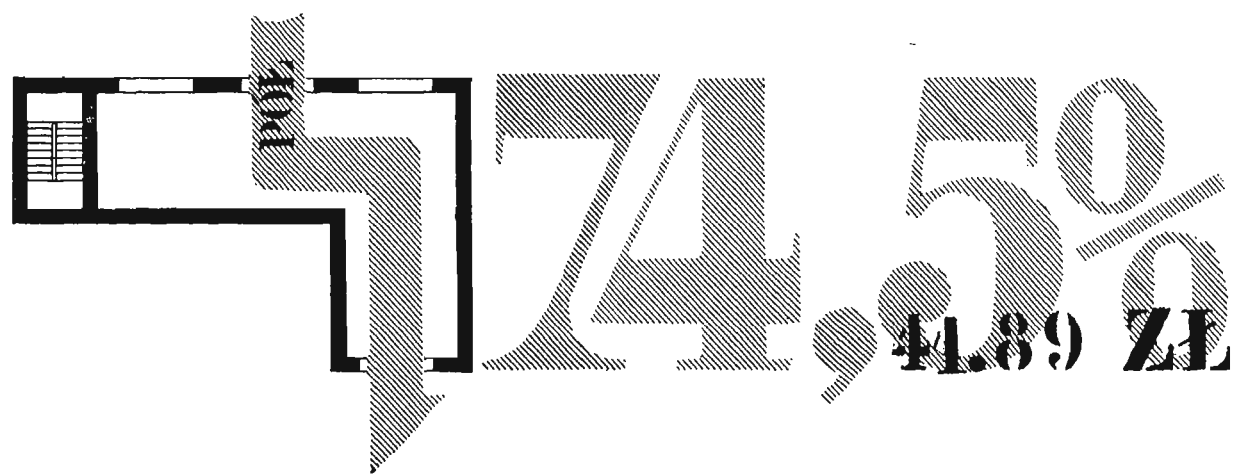
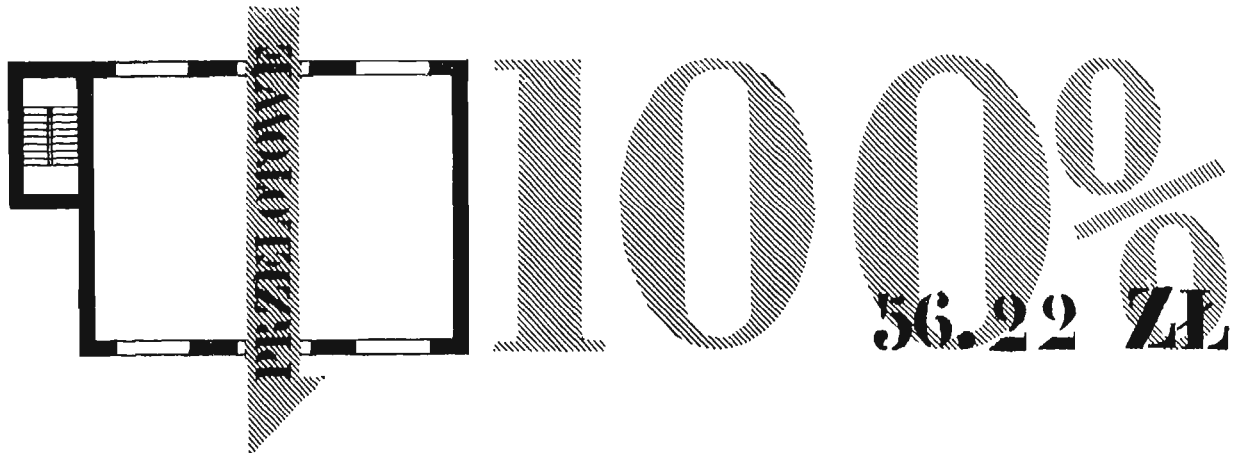
Dom Podoficerski przy ul. Puławskiej w Warszawie.



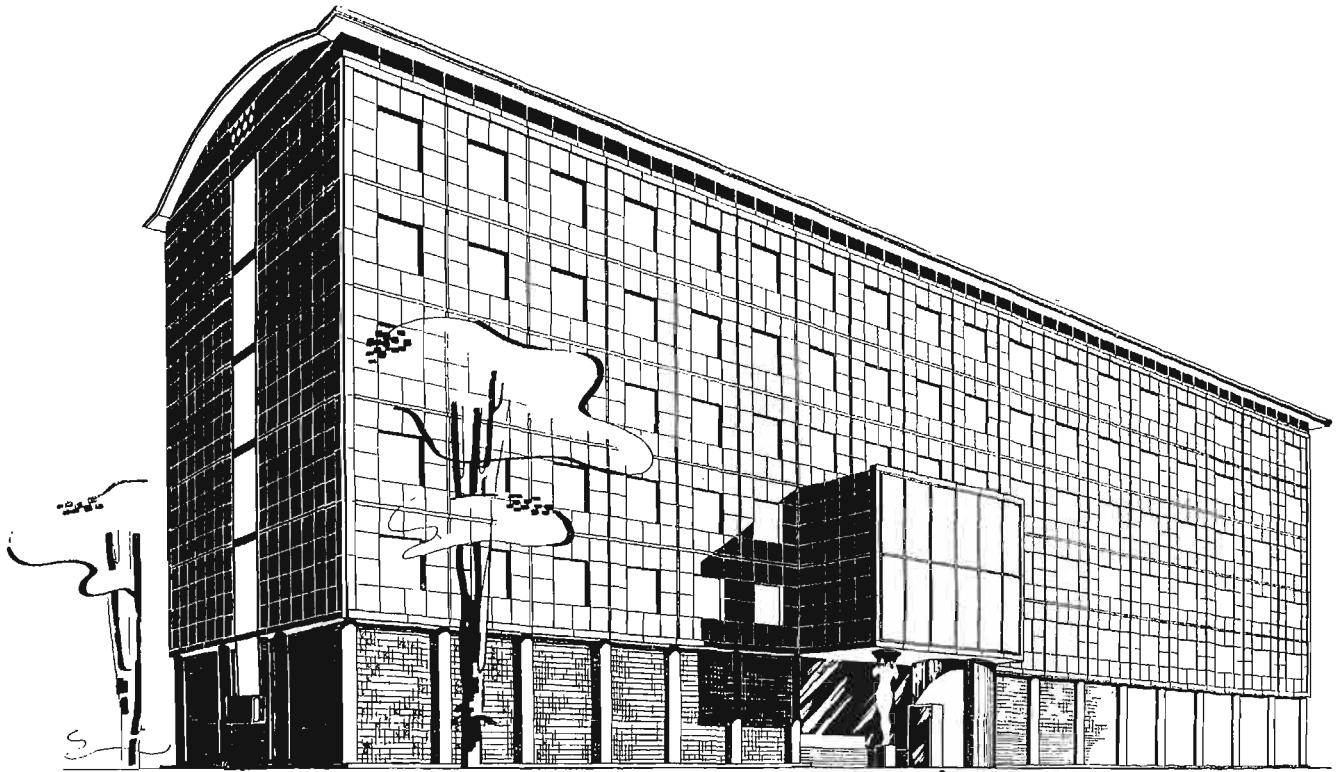
Dom Oficerski przy ul. Koszykowej w Warszawie.

F. K. W.

STOSUNEK CENY 1 m³ W MIESZKANIACH PRZELOTOWYCH POLPRZELOTOWYCH I NIEPRZELOTOWYCH



W sprawozdaniu F. K. W. znajduje się wiele tablic, odnoszących się do zagadnienia jak najracjonalniejszego i najtańszego rozwiązania kosztów domów mieszkalnych. Podajemy jedną z nich, która dla projektującego jak i ekonomisty ma b. wielkie znaczenie.



Budynek Państw. Urzędu Patentowego w Warszawie.

Zborowskiego, Norwertha, Paprockiego i wielu innych, które stoją na bardzo wysokim poziomie, dającym chlubne świadectwo polskiej sztuce architektonicznej, są również prace, które nie wyróżniają się niczym w tak bardzo jednolitym charakterze współczesnej architektury.

Sprawozdania Funduszu odznaczają się poza tym bardzo pięknym układem i doskonałym materiałem ilustracyjnym, co ma pierwszorzędne znaczenie w książkach technicznych.

W dość skąpej literaturze technicznej książki F.K.W. stanowią bardzo znaczny wkład i wyróżniają się pod względem jasności i szczerości w opisywaniu tego, czego się dokonało. Społeczeństwo, które daje ciężko zapracowany grosz na inwestycję, ma prawo wiedzieć, w jaki sposób tym groszem gospodarują, a o tym można dowiedzieć się tylko z dokładnych i popartych bilansami sprawozdań.

Takimi są sprawozdania Funduszu Kwaterunku Wojskowego.

Z PRASY TECHNICZNEJ

OSTATNIE WYNIKI BADAŃ NAD PRZYCZYNAMI KATASTROFY MOSTU W HASSELT

W nr 4 pisma „Inżynieria i Budownictwo” pojawiło się sprawozdanie p. inż. E. O. p.t.: „Ostatnie wyniki badań nad przyczynami katastrofy mostu w Hasselt”, które nie ściśle podaje moje stanowisko w sprawie tej katastrofy.

W opinii swojej stwierdziłem pod p. 4 co następuje: „Do tych czynników przyczynił się moment lichego wykonania, tak co do spawaczy, jakoteż co do kolejności spoin”, po czym szeroko uzasadniłem w artykule „Katastrofa mostu w Hasselt” (Inżynieria i Budownictwo Nr 2—3, r. 1938) ten punkt mojej opinii. Między innymi pisałem tam dalej: „Sprawa projektu spawanego jest bardziej skomplikowana, niż przypuszcza ktoś, kto widział inne projekty spawane i zapoznał się z zasadami obliczenia konstrukcji spawanych... Projektując konstrukcje spawane, trzeba znać proces spawania, jego objawy i jego konsekwencje...”.

Na końcu tego ustępu piszę: „Wykonanie mostu w Hasselt nie było na odpowiednim poziomie. Spawacze zmieniali się kilkakrotnie. Kontrola była słaba. W poszczególnych miejscach blachy łączone stykowo były przedstawione względem siebie nawet o 15 mm. Kolejność nakła-

dania spoin nie była zupełnie rozważana, a kolejność wykonania była sprzeczna z zasadami i prowadziła do wyjątkowo wysokiego maksimum naprężeń wewnętrznych”.

Wnioski moje w sprawie katastrofy zsumowałem w kilku punktach, z których p. 4 i p. 5 brzmią:

4) *Projekt konstrukcji spawanych powinien uwzględniać proces spawania i jego konsekwencje. W poszczególnych wypadkach powinien podawać i kolejność spawania.*

5) *Konstrukcja spawana musi być wykonana sumiennie, starannie i pod należyty nadzorem.*

Koniec swojego sprawozdania ujmuje p. inż. E. O. w następujący sposób:

„Ogólnymi wnioskami, jakie można wyciągnąć z katastrofy mostu w Hasselt jest więc konieczność przestrzegania właściwej kolejności spawania i dokładnej kontroli jego wykonania itd.”.

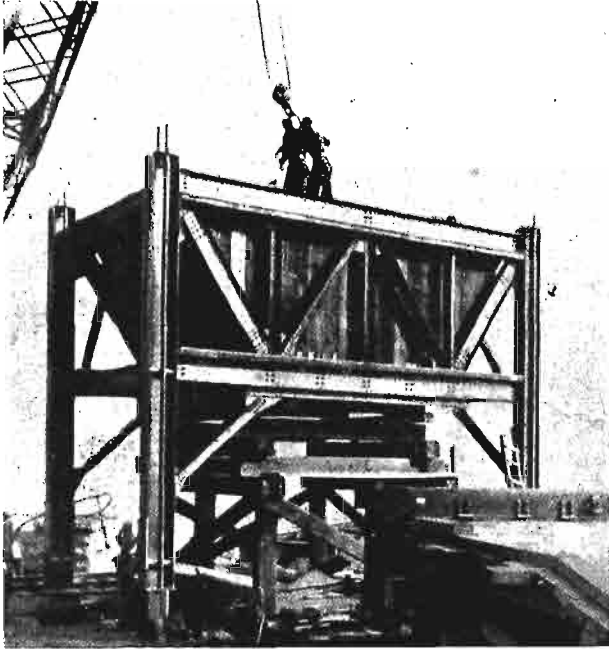
Porównanie wniosków: mojego (podanego w parę tygodni po katastrofie mostu w Hasselt, a opublikowanego w „Inżynierii i Budownictwie” w sierpniu 1938), oraz wniosku komisji (ogłoszonego w lutym 1939), mówi wyraźnie samo za siebie.

St. Bryła

Warszawa, dn. 2 maja 1939.

TAMA ZANURZONA NA NIAGARZE

W ciągu ostatnich lat dał się zaobserwować wyraźny spadek ilości wód przepływających Niagarą, przypisywany odprowadzaniu części wód Wielkich Jezior przez niedawno ukończone kanały śródlądowe, a także zwiększeniu zużycia wody przez przemysł i miasta nadbrzeżne. Spadek ten odczuwany był przez położony na kanadyjskiej stronie rzeki, kilkaset metrów powyżej wodospadu, zakład hydroelektrycz-



Rys. 1. Element mostu prowizorycznego przed zanurzeniem.

ny Canadian Niagara Power Company, w okresie bowiem małych wód ilość wody doprowadzana do turbin okazywała się niedostateczna. Dla zaradzenia temu wykonano ostatnio betonową tamę podwodną długości 285 m, która podnosi poziom wody przy wlocie kanału prowadzącego wodę do turbin.

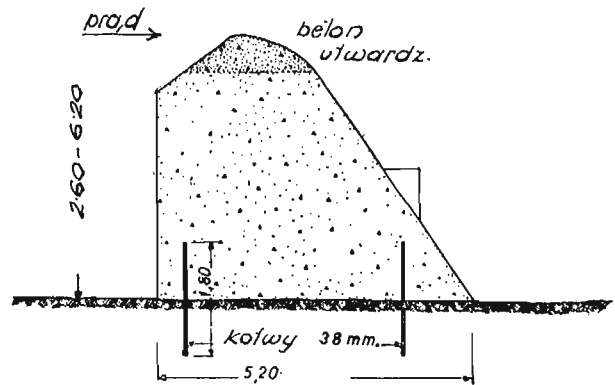
Warunki budowy tamy były niezwykle ciężkie. Spadek zwierciadła wody wynosi na Niagarze na znacznej długości



Rys. 2. Zakończenie mostu prowizorycznego w chwili zanurzenia rusztu odchylającego prąd.

około 2%, tak że szybkość prądu dochodzi do 4,5 m/sek. Oprócz tego zaś bliskość wodospadu zwiększa jeszcze ryzyko budowy. W tych warunkach niemożliwym było zdjęcie dokładnego profilu skalistego dna rzeki, musiano się więc przy budowie liczyć z niespodziankami co do głębokości wody, szybkości prądu, istnienia skał podwodnych itp.

Z tego względu rozpoczęto budowę od wykonania prowizorycznego mostu biegnącego tuż powyżej projektowanej linii tamy. Most złożony był z elementów stalowych (rys 1), z których każdy miał 3,65 m długości i 7,30 m szerokości, a odstęp pomiędzy nimi wynosił 1,80 m. Górna część elementu posiadała koryto wypełnione balastem. Wysokości podpór poszczególnych elementów ustalane były na podstawie dokładnych pomiarów głębokości wykonywanych ze wspornikowej platformy wysuniętej z elementu poprzedniego. Głębokości wody dochodziły tu przy tym do 6,70 m. Elementy mostu wykonywane były na brzegu, a następnie przenoszone na miejsce zanurzenia i ustawiane na dnie przy pomocy żurawia.



Rys. 3. Przekrój tamy.

W czasie budowy zaszło kilka opóźniających ją wypadków. Tak np. w chwili zanurzania jednego z elementów element poprzedni pochylił się nagle bardzo znacznie. Musiano wtedy przenieść z powrotem na ziemię element zanurzony i podnieść poprzedni. Okazało się, że był on ustawiony na zwałisku niewielkich kamieni, które obsypały się pod wpływem obciążenia.

Po ustawieniu 45 elementów założono pomiędzy podporami jednej z ich ścian bocznych bale drewniane, aby ograniczyć przepływ wód. Bale ułożone do poziomu przewidzianego dla właściwej tamy, co pozwoliło na przybliżone określenie efektu, jakiego można się było spodziewać od budowanej tamy. Badania te wykazały konieczność pewnego przedłużenia tamy, ustawiono więc jeszcze dalsze sześć elementów mostu. Różnica poziomów przed i za mostem doszła wtedy do 1,50 m, co przy ogromnej szybkości prądu wywoływało wielki wir przy końcu mostu. Aby utworzyć poza mostem obszar względnie spokojny, w którym odbywałaby się budowa właściwej tamy, wysunięto poza ostatni element ruszt metalowy długości 14,40 m (rys. 2), wypełniony balami drewnianymi, który skierował główny prąd w głąb rzeki. Dla przejścia dodatkowego parcia wody na ruszt ostatnie kilka elementów mostu zostało związane ze sobą odpowiednimi stężeniami.

W dalszym ciągu przystąpiono do wykonywania ścianki szczelnej z elementów stalowych szerokości 7,60 m i długości 7,30 m, o konstrukcji podobnej do konstrukcji elementów mostu. Rozparcia górne umieszczone tu były na wysokości takiej, że nie przeszkadzały betonowaniu, natomiast rozparcia dolne były odcinane po zabetonowaniu i pozostawiane w masywie.

Na początku ustawiono przy końcu mostu cztery elementy ścianki szczytowej o łącznej długości 29 m i wypompowano z niej wodę, przy czym uszczelnienie pomiędzy ścianką szczelną a dnem wykonywane było przez nurków. Następnie wywiercono w skale otwory dla wpuszczenia kotw z żelaza 38 mm (rys. 3), wykonano szalowanie i zabetonowano odcinek tamy długości 22 m. Beton przygotowywany był na brzegu i przewożony wagonetkami. Używano cementu szybkowiążącego, tak że wytrzymałość betonu po 7 dniach wynosiła już 210 — 280 kg/cm², przy zawartości 310 kg cementu na m³ betonu. Górna część tamy wykonana została z betonu utwardzonego. Przekrój tamy pokazuje rys. 3. Po zabetonowaniu jednego odcinka przenoszono elementy ścianki szczelnej dalej, posuwając się ku brzegowi. Przy posiadaniu siedmiu elementów ścianki możliwy był nieprzerwany ciąg pracy.

Po wykonaniu tamy rozebrano prowizoryczny most, prowadząc rozbiórkę w porządku odwrotnym niż budowę.

Koszt wykonania tamy wynosił 435 tysięcy dolarów. Efekt jej wzniesienia okazał się dla elektrowni bardzo dodatni. Nadmienić należy, że tama nie tylko nie zeszpeciła krajobrazu, lecz przeciwnie dodała mu nowych walorów, gdyż wielkie skaliste mielizny psujące w okresie małych wód ogólny widok wodospadu pozostają teraz stale zanurzone.

„La Technique des Travaux” (Luty 1939)

inż. E. O.

NOWE KAMIENNE MOSTY W NIEMCZECH

Na autostradzie Chemnitz-Hof wybudowano 5 mostów kamiennych o jednakowym typie. Materiał ten wybrano po pierwsze dla tego, że prawie wszystkie mosty w tej okolicy ze względu na bliskość kamieniołomów wykonano z kamienia i po drugie z powodu braku w Niemczech stali na cele budowlane. Na razie autostrada Chemnitz—Hof otrzymuje tylko 7,50 m szerokości. Przy budowie mostów rozważano jaką szerokość im nadać. Ze względu na to, że później szerokość autostrady będzie podwojona i że dwa blisko stojące obok siebie mosty wyglądałyby nieestetycznie, zdecydowano nadać mostom od razu 17,00 m szerokości. Największym z pięciu mostów jest Triebtalbrücke. Całkowita długość jego wynosi ponad 370 m. Środkową część mostu zajmuje sześć luków o rozpiętości 37 m każdy. Opierają się one na filarach wykonanych z ubijanego betonu. Grubość tych ostatnich wynosi 8,00 m. Nad filarami niema zapewnienia na szerokości 9,00 m wzdłuż osi mostu, co zmniejsza ciężar własny konstrukcji i ilość potrzebnych materiałów, natomiast przestrzeń na poziomie jezdni przykryta jest płytą żelbetową. Filary posadowiono na zwartej skale. Maks. naprężenie na grunt przyjęto 8 kg/cm². Sklepienie łuku wykonano z granitu. Grubość jego waha się od 1,20 m w zworniku do 1,60 m w wezłowiach. Poszczególne kamienie mają od 35 do 50 cm grubości. Dopuszczalne naprężenia w łuku przyjęto 50 kg/cm² na ściskanie i 2,5 kg/cm² na rozciąganie. Obciążenie ruchome dla uwzględnienia wpływów dynamicznych powiększono o 10%. Współczynnik sprężystości granitu przyjęto 230,000 kg/cm². Jezdnia mostu składa się z dwóch części po 7,50 m, szerokości każda. Części te są podzielone podwyższeniem szerokości 1,00 m. Szerokość jezdni z chodnikami w świetle pomiędzy poręczami wynosi — 18,40 m. Sklepienie ma natomiast tylko 17,70 m szerokości. Rusztowanie otrzymało podwyższenie konstrukcyjne w wysokości — 6 cm.

Podczas budowy mierzono odkształcenia rusztowania w kierunku pionowym i poziomym. Ciągłe sprawdzano czy ławy betonowe na których było oparte rusztowanie nie

osiadają. Łuk układano najpierw przy wezłowiach, później przy zworniku i dopiero wtedy resztę. Przy opuszczaniu rusztowań obniżono najpierw środkową jego podporę na 3 mm, później środkową i dwie sąsiednie na 3 mm, potem te trzy i jeszcze dwie następne na 3 mm itd. Pod wpływem wagi własnej łuk opuścił się na 4 mm we zworniku i na 2,5 mm na 1/4 rozpiętości. Rusztowanie poddało się w kierunku pionowym na tyle właśnie ile wynosiło jego podwyższenie konstrukcyjne. Ze względu na duże ilości potrzebnego dla budowy kamienia zwrócono szczególną uwagę na jego magazynowanie na placu budowy. Wykonano specjalne plany na których notowano wymiary poszczególnych kamieni w łuku. Przy dostarczaniu na plac budowy, kamienie różnych wymiarów układano osobno. Budowę rozpoczęto wiosną 1937 r., ukończono jesienią — 1938 r. Zużyto 40,000 m³ betonu i 5700 m³ granitu w łukach. Koszt budowy wyniósł około 4 miliony marek niemieckich.

„Die Bautechnik” (10 Marca 1939 r.) P. S.

NOWE DOŚWIADCZENIA ZE SPAWANIEM STALI WYSOKOWARTOŚCIOWEJ ST. 52

Dr inż. Roland Wasmuht opublikował w czasopiśmie „Die Bautechnik” wyniki ostatnich badań ze spawaniem stali wysokowartościowej St. 52. Przy badaniach używano znormalizowanych próbek szerokości — 200 mm o różnej grubości. Teoretyczna długość próbek wynosiła 300 mm. Każda próbka posiadała pogłębienie o średnicy 8 mm i długości 300 mm. Pogłębienia te wykonano albo wzdłuż osi próbki albo z obu stron wzdłuż jej krawędzi. W pogłębienia te wtapiano spawki. Wykonane w ten sposób próbki zginano przy czym spawki znajdowały się zawsze ze strony rozciąganej. Zależnie od sposobu wykonania próbki otrzymano najrozmaitsze wyniki. Z badań tych wnioskować można, że:

- 1) wyniki prób na zginanie pogarszają się przy wzrastaniu grubości próbek,
- 2) wyniki doświadczeń znacznie polepszają się przy ogrzewaniu próbki przed wykonaniem spawki do 200^o,
- 3) to samo przy ogrzewaniu próbki do 500^o — 650^o po wykonaniu spawki,
- 4) próbki z jedną spawką wzdłuż osi dawały znacznie gorsze wyniki niż te w których umieszczano dwie spawki wzdłuż krawędzi próbki,
- 5) raptowne pęknięcia grubych próbek (50 mm gr) przy minimalnym ich odkształceniu mogą być usunięte jeżeli stal z której wykonano próbkę będzie po walcowaniu prędko ochładzana do normalnej temperatury. Im prędkiej ochładza się stal, tym lepsze wyniki daje próbka przy zginaniu. Otrzymuje się w ten sposób stal drobnoziarnistą. (Hartowanie stali przy tym nie następuje).

6) Przy grubościach próbek do 30 mm można stosować zwykłą stal walcowaną, przy większych grubościach — trzeba stosować intensywne ochładzanie stali po walcowaniu. Wtedy nie trzeba będzie obawiać się wypadków, które miały miejsce z mostami spawanymi ze stali St. 52.

„Die Bautechnik” (17 luty 1939 r.) P. S.

NOWA AUTOSTRADA W JAPONII PRZEJDZIE PRZEZ TUNEL PODWODNY

W Japonii opracowano projekt autostrady, która połączy Tokio z Fakuoką (na wyspie Kiouhou). Ogólna długość autostrady wyniesie ponad 1000 km. Będzie ona kosztować 400 milionów jen. Obecnie komunikacja odbywa się drogą kołową, która zupełnie nie odpowiada wymaganiom ruchu. Posiada ona mnóstwo krzywych o małym promieniu, jest wąska i przechodzi przez liczne miasta. Wszystkie te przyczyny nie pozwalają rozwijać należytej szybkości. No-

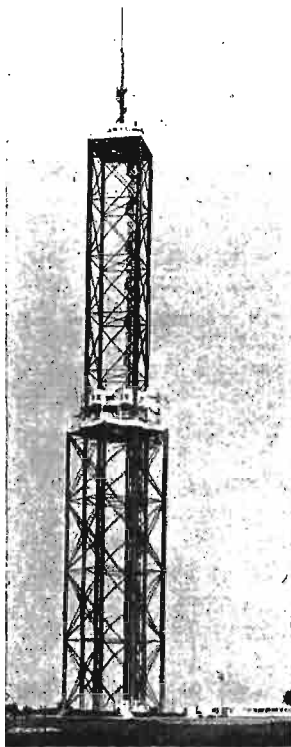
wa autostrada przejdzie przez tunel podwodny, który połączy dwie sąsiednie wyspy. Obecnie tunel ten znajduje się w budowie. Trasa autostrady przejdzie w pewnej odległości od dużych miast i będzie wykonana w sposób, umożliwiający szybkość 100 km na godzinę. Nie będzie ona posiadała skrzyżowań na jednym poziomie. Szerokość jej wyniesie 20 m.

„Revue générale des Routes“ (Luty 1939 r.)

P. S.

WIEŻA PANORAMICZNA W ODIN (DANIA)

Stalowa wieża w Odin (Dania) o wysokości 175 m przeznaczona jest do celów turystycznych, dając możliwość oglądania pięknej panoramy wyspy Fionii. Wieża posiada dwie platformy: na dolnej — na poziomie 69 m — znajdując się budynek restauracyjny, górna — na poziomie 140 m — mieści mały bar. Ponad górną platformą wznosi się maszt.



W części dolnej zasadniczymi elementami nośnymi wieży jest osiem słupów, których ilość w części górnej zmniejsza się do czterech. Do konstrukcji słupów wyzyskano rury stalowe, które używane były jako elementy szybów włączonych przy zapuszczaniu kesonów pod filary mostu na Małym Belcie. Rury te o średnicy 1,20 m i grubości ścianek 6 mm są w dolnej części wieży wypełnione betonem. Tak wykonane słupy związane są ze sobą lekkimi kratowymi wiatrownicami.

Platformy mają konstrukcję żelbetową opartą na belkach stalowych. Komunikacja

z platformą dolną zapewniona jest przez dwie windy, z górną — przez jedną windę.

„La Technique des Travaux“ (Luty 1939)

inż. E. O.

MUZEUUM ROBÓT PUBLICZNYCH W PARYŻU

W marcu br. odbyła się w Paryżu uroczysta inauguracja nowego Muzeum Robót Publicznych. Wykończony w tej chwili blok Muzeum mieści zbiory stałe, blok drugi znajdujący się w budowie przeznaczony jest głównie na wystawy zmienne.

Zadaniem Muzeum jest zapoznawanie najszerszej publiczności z wielkimi robotami i konstrukcjami wykonanymi przez inżynierię francuską, jak również z działalnością różnych urzędów podległych Ministerstwu Robót Publicznych. Dla osiągnięcia tego celu starano się przy pomocy pomysłowego przedstawienia materiału jak najbardziej uprzednio publiczności, wyzyskując przy tym doświadczenia, jakich dostarczył Pałac Wynalazków Wystawy Paryskiej 37 roku.

Zbiory Muzeum dzielą się na następujące główne działy: paliwa płynne, drogi wodne i porty, kartografia, drogi i mosty, paliwa sztuczne, górnictwo, geologia, wodne źródła siły, rozprowadzanie energii elektrycznej. Działem najobszerniejszym zajmującym całe niemal piętro gmachu jest dział drogowy.

Gmach Muzeum zaprojektowany został przez architektów A. i G. Perret. Przyjętą przez nich zasadą konstrukcyjną było nieosłabianie niczym żelbetowego szkieletu i ścianek budynku. Wydobyli oni przy tym ciekawe efekty dekoracyjne przez stosowanie kruszywa o różnym zabarwieniu i uziarnieniu oraz przez różne wykańczanie powierzchni betonu.

Główny blok Muzeum jest trzypiętrowy o szerokości 20 m i długości 80 m. Osobliwością konstrukcyjną jest rozdzielenie ramownic niosących ściany i dach budynku od ramownic niosących stropy. Umożliwia to niezależne od siebie odkształcenie się tak sprężyste jak termiczne i kurczowe obu konstrukcji, zabezpieczając przed powstawaniem rys szczególnie tu groźnych wobec braku szkieletu.

Grunt, na którym wzniesiony jest budynek, jest skalisty. Ze względu jednak na porycie skały przez dawne kamieniołomy musiano przy pomocy studni betonowych schodzić z poziomem posadowienia na głębokość do 6 m.

Ściany budynku wykonano z dwóch ośmiocentymetrowych płyt betonowych przedzielonych próżnią wykorzystaną dla przeprowadzenia wszystkich przewodów instalacyjnych. Obie płyty od strony próżni wyłożone są warstwą korku.

„Le Génie Civil“ (29 kwietnia 1939)

inż. E. O.

PRZEGLĄD PRASY

WIADOMOŚCI DROGOWE Nr 1--2 — Organ Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów Drogowych i Związku Inżynierów Drogowych R. P. Miesięcznik ten wychodzący dotychczas w mniejszej objętości zmienił swą formę zewnętrzną. Nowa szata stawia je w rzędzie największych czasopism technicznych polskich. O celach pisma w nowym układzie mówi wstęp „Od Redakcji“ — „Z jednej strony dążymy bowiem do rozszerzenia wiadomości fachowych naszych drogowców, z drugiej — informujemy nasze społeczeństwo o wszystkich zagadnieniach drogowych, propagujemy ich znaczenie oraz staramy się wywalczyć dla spraw drogowych odpowiednie, do ich wielkiego znaczenia w obecnych warunkach rozwoju cywilizacji, zrozumienie i traktowanie“. Słowa wstępne Panów Ministrów i Wiceministrów Komunikacji zawierają życzenia rozwoju pisma i podkreślają doniosłość zadań jakie „Wiadomości drogowce“ mają spełnić. Numer wypełniają artykuły wybitnych dro-

gowców i kierowników sprawy drogowej w Polsce: inż. E. Nowakiewicza, Z. Klaczyńskiej, inż. T. Pieczarkowskiego, E. Olechnowicza, inż. J. Marynowskiego, inż. E. Pola, inż. M. Lenczewskiego, St. Rodwicza, inż. H. Kiepała, inż. F. Johannsena, dra W. Skalmowskiego i inż. A. Gajkovicza, które wyczerpująco omawiają wszystkie zagadnienia drogownictwa i związanego z nim mostownictwa w Polsce.

Redakcja naszego czasopisma oceniając doniosłość i celowość odrodzenia czasopisma poświęconego sprawom drogowym, przyłącza się do ogólnych życzeń dalszego pomyslnego rozwoju tej placówki dla dobra naszej nauki, techniki i cywilizacji.

CEMENT Nr 4 — Organ Związku Polskich Fabryk Cementu.

Kpt. inż. A. Witkowski w art.: „Cement glinowy czy portlandzki“ podkreśla nieodpowiedniość stosowania cemen-

tu glinowego do masywnego budownictwa, a inż. M. Lau opisuje „Racjonalny schron przeciwlotniczy”.

BETON Nr 2 — kwiecień 1939, zawiera referaty zgłoszone na II. Ogólnopolski Zjazd Betoniarzy o którym piszemy na innym miejscu.

PRZEGLĄD BUDOWLANY Nr 4 — Organ Stow. Zaw. przemysłowców Bud. R. P. Ze względu na znaczne ożywienie budownictwa mieszkaniowego, podano w tym numerze cały szereg artykułów omawiających to zagadnienie pod względem technicznym. Inż. W. Szwarzenberg-Czerny omawia „Warunki urbanistyczne produkcji mieszkań czynszowych”, inż. S. Płoński i inż. A. Węgrzecki: „Stosunek projektanta i kierownika budowy do właściciela budowy i władz budowlanych”. Poza tym inż. S. Tworowski: „O wyraz architektoniczny dzielnicy mieszkaniowej”, inż. K. Tolłoczko: „Właściwe granice wyposażenia domów czynszowych”, inż. R. Piotrowskiego: „Mieszkania robotnicze”, K. Turnowskiego: „Koszt 1 m³ budynku w oświetleniu analitycznym”, inż. A. Marzyńskiego: „Wytyczne do projektowania mieszkań średnich w domach czynszowych”, inż. A. Wiorzbińskiego: „Kilka uwag o dwóch domach mieszkalnych”. Część numeru poświęcono II. Zjazdowi Betoniarzy gdzie widzimy art. inż. L. Suwalskiego — „Małe budynki składane z gotowych elementów jako wyroby betonowe”.

Poza tym komunikaty zakładu Bud. ogólnego, przegląd prasy a jako dodatek „Przegląd ceramiczny”.

INŻYNIER KOLEJOWY Nr 4 — Organ Związku Polskich Inżynierów Kolejowych. Artykuły J. Patoczki — „Projekt centralnego szkolenia pracowników P. K. P.”, inż. B. Cywińskiego — „Kolejowy ośrodek nauczania i połączone z nim nadzieje”, inż. J. Ponikowskiego — „Pomiary dla celów kolejowych”, inż. W. Federmana — „Dozór nad kotłami parowymi”, Kronika krajowa i zagraniczna, składają się na całość tego numeru. Poza tym jako załącznik „Przegląd zagranicznego piśmiennictwa kolejowego”.

DOM, OSIEDLE, MIESZKANIE Nr 4 — Organ Towarzystwa reformy mieszkaniowej — poświęcony dekoracji wnętrza. J. Goryński — w art.: „Dekoracja wnętrza” zwraca uwagę, że nie może być celem autora dawanie pewnych przepisów dotyczących dekoracji jego mieszkania, a jedynie wykazanie pewnych kardynalnych błędów spotykanych w mieszkaniach. Bogato ilustrowany opis: „Wzorowni miesz-

kaniowej w kolonii robotniczej P. Z. L. w Rzeszowie”, uzupełnia rozważania autora artykułu wstępnego. Poza tym przegląd prasy fachowej.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 7—8. Numer omawia zagadnienie motoryzacji i drogownictwa polskiego. Inż. K. Studziński w art.: „Blaski i cienie motoryzacji” podkreśla konieczność inwestowania kapitałów państwowych w rozwój przemysłu samochodowego ze względu na nierentowność tego przemysłu w naszych warunkach, a jego wagę z punktu widzenia obronności państwa. Artykuł inż. K. Podhorskigo-Okolów pt.: „Motoryzacja w roku 1938 w świetle faktów i cyfr”, daje przegląd gospodarki w dziedzinie produkcji samochodów w różnych państwach. Inż. M. Debicki opisuje „Wystawę samochodową w Berlinie” a R. Olszewski przedstawia „Drogi w Polsce sprzed 20 lat, obecnie i za 30 lat”. Dalsze artykuły inż. A. Lutze-Birka i inż. T. Cichońskiego rozważają sprawy dotyczące mechaniki samochodu. „Wiadomości Tow. Wojskowo-Technicznego” i „Przegląd czasopism” uzupełniają ten numer.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 9 — zawiera artykuły: Dra A. Bardacha: „XIX Międzynarodowe Targi Poznańskie”, inż. A. Pauly'ego: „Gibraltar” oraz L. Małanowicza: „Ściernice do szlifowania gwintów”. Poza tym kronika, „Przegląd odlewniczy” i „Przegląd piśmiennictwa wojskowo-technicznego”.

PRZEGLĄD POŻARNICZY Nr 4 — Organ Związku Straży Pożarnych. Na ten numer składają się następujące artykuły: Mgr. W. Fejsta — „Zarys samoobrony opl i opg w świetle podstaw prawnych”, inż. J. Kowalczyka — „Zagadnienie pomp i węży tłoczonych autopogotowia”, inż. F. Blümkego — „Sprzęt pożarniczy motorowy na wystawie motorowej w Berlinie”, inż. M. Rogowskiego — „Berlińskie muzea pożarnicze”, inż. T. Konica — „Przygotowanie opl i opg w dziedzinie budownictwa przemysłowego na potrzeby o. s. p.”. Poza tym przegląd ustawodawstwa i Kronika.

ZYCIE TECHNICZNE Nr 1—2 — wydany z okazji X-lecia Naukowego Koła Górników Akademii Górniczej w Krakowie, zawiera na 96 stronach druku cały szereg artykułów przedstawiających stan nauki i techniki górniczej, jej rys historyczny i organizację. Całość bogato ilustrowana w pięknej jak zwykle formie graficznej.

Komunikaty Zw. Polskich Inż. Budowlanych

DIŻURY SEKRETARIATU

Sekretariat Zw. Polsk. Inżynierów Budowlanych podaje do wiadomości swych członków, że w wakacyjnym okresie od dn. 1. czerwca do 15 września, dyżury tak Sekretariatu jak i Administracji „Inżynierii i Budownictwa” odbywać się będą codziennie w godz. 10 — 14 oraz w poniedziałki i piątki w godz. 17 — 19 w lokalu Związku: Mazowiecka 4 m. 5, tel. 5-17-85.

WOLNE POSADY

W Zarządzie Miejskim w Lublinie jest do objęcia posada dla młodego inżyniera statyka. Kandydaci zechcą zwracać się bezpośrednio do p. inż. Olesia, Lublin, Zarząd Miejski.

PRAKTYKI WAKACYJNE

Podczas Zjazdu dorocznego Koła Inż. Dróg i Mostów p. prof. Nestorowicz przemówił do zebranych z prośbą o zgłaszanie praktyk wakacyjnych dla studentów Wydziału Inżynierii.

Prosimy przeto wszystkich mających głos w tej sprawie, aby zechcieli przyczynić się do zadośćuczynienia prośbie p. prof. Nestorowicza. Praktyki należy zgłaszać w mo-

żliwie najbliższym czasie do Dziekanatu Wydziału Inżynierii Politechniki Warszawskiej.

WYCIECZKA DO NOWEGO-JORKU

W związku z komunikatem podanym w numerze lutowym „Inżynierii i Budownictwa” o organizowanej przez Związek Polskich Inżynierów Budowlanych wycieczce statkiem „Kościszko” na wystawę do Nowego-Jorku, wyjaśniamy, że wobec odwołania wyjazdów „Kościszki”, przez Linie Żeglugowe Gdynia—Ameryka wycieczka nie odbędzie się.

Jednocześnie podajemy do wiadomości, że jest możliwość wyjazdów indywidualnych normalnymi rejsami, statkami „Batorym” lub „Pilsudskim”. Minimalny pobyt w Ameryce przeszło trzy tygodnie. Wszelkich informacji udzielają Linie Żeglugowe i Biura Podróży.

KSIĘGA ZJAZDU NAUKOWEGO W KATOWICACH

Sekretariat Związku posiada na składzie jeszcze kilkadziesiąt egzemplarzy Księgi Zjazdowej Zjazdu Katowickiego 1936 r. do sprzedania.

Książki te w cenie 3 zł można nabywać w lokalu Związku w godzinach urzędowania.

KURS DLA ZDAJĄCYCH UPRAWNIENIA BUDOWLANE

Oddział warszawski Z.P.I.B., podaje do wiadomości swych członków, że organizuje kurs dla zdających uprawnień budowlane. Kurs będzie płatny. Czas trwania Kursu około 6. tygodni. Koledzy, którzyby chcieli wziąć udział w tym kursie, zechcą natychmiast zawiadomić o tym sekretariat Związku w godzinach urzędowych. Możliwy jest udział w kursie członków organizacji pokrewnych.

Koszt kursu uzależniony jest od ilości kandydatów. Wykładowcami będą pierwszorzędni fachowcy tak praktycy jak i specjaliści w dziale ustawodawstwa budowlanego.

ZJAZD DELEGATÓW Z. P. I. B.

W dniu 3 maja br. odbył się w Warszawie zwyczajny Zjazd Delegatów Związku. Obecnych było 19 delegatów reprezentujących 26 głosów. Nie przybyli delegaci Oddziału Poznańskiego, Pomorskiego i Śląsko-Dąbrowskiego.

Porządek obrad przewidywał:

- 1) Zagajenie i wybór przewodniczącego Zjazdu.
- 2) Sprawozdanie Zarządu Głównego.
- 3) Sprawozdanie Komisji Rewizyjnej.
- 4) Wybór władz.
- 5) Sprawa fuzji Z. P. I. B., Oddział w Gdyni ze Związkiem Zawodowym Inżynierów Lądowych i Wodnych w Gdyni.
- 6) Wolne wnioski.

Zjazd zagał o godz. 15,30 prof. Pszenicki, witając zebranych i stwierdził, że odnośnie porządku obrak sprzeciwu nie podniesiono. Na przewodniczącego Zjazdu prof. A. Pszenicki prosi prof. E. Łazoryka z Oddziału Lwowskiego Z.P.I.B., co zebrani przyjmują przez aklamację. Z kolei przewodniczący zaprosił na sekretarza Zjazdu kol. Krawczyka.

Przed sprawozdaniem Zarządu Głównego przyjęto bez odczytania protokołów z ostatniego nadzwyczajnego Zjazdu Delegatów Z.P.I.B., odbytego w Gdyni w dniu 11.IX. 1938 r.

Sprawozdanie Zarządu Głównego. Kol. J. Nechay referuje prace Zarządu Głównego za r. 1938 dając sprawozdanie ogólne z prac Związku oraz stan finansowy. Sprawozdanie to zostało ogłoszone drukiem w rb., podane do wiadomości w „Inżynierii i Budownictwie”. Preliminarz budżetowy Z.P.I.B. na r. 1939 zamyka się sumą 52.400 zł.

Sprawozdanie Zarządu Głównego zostało przez Walny Zjazd przyjęte i zatwierdzone jednogłośnie, podobnie został zatwierdzony proponowany budżet na r. 1939.

Sprawozdanie Komisji Rewizyjnej. Kol. dr Andruszewicz z Oddziału Krakowskiego imieniem Głównej Komisji Rewizyjnej ZPIB stawia wniosek o udzielenie Zarządowi Głównemu absolutorium, stwierdzając, że gospodarka Związku jest prowadzona racjonalnie. Wniosek został przyjęty przez aklamację.

Wybór władz. Przez aklamację wybrano na wniosek Komisji - Matki władze Związku w osobach:

Prezes Zarządu Gl.:

Prof. dr inż. A. Pszenicki.

Członkowie:

- Inż. Brenneisen E.
- „ Gniewiński Cz.
- „ Kądziołko St.

Gl. Sąd Koleżeński:

1. Inż. prof. Huber Maksymilian.
2. „ prof. Nestorowicz Melchior.
3. „ Oppman Feliks.
4. „ Czarnota-Bojarski Roman.
5. „ Różański Józef.
6. „ dr Wasiutyński Zbigniew.

Gl. Komisja Rewiz.:

1. Inż. J. Cwiżewicz z Oddz. Śl. Dąbrowskiego.
2. „ H. Wagner z Oddz. w Gdyni.
3. „ A. Makowicz z Oddz. we Lwowie.
4. „ Dr Andruszewicz z Oddz. w Krakowie.
5. „ J. Różański z Oddz. w Warszawie.

Gl. Sąd Konkursowy:

1. Inż. prof. Pszenicki Andrzej.
2. „ prof. Żenczykowski Wacław.
3. „ dr Kluz Tomasz.

Sprawa fuzji ZPIB, Oddział w Gdyni ze Związkiem Zawodowym Inżynierów Lądowych i Wodnych w Gdyni. Kol.kol. kom. Horyd i inż. Czyż referują obszernie sprawę fuzji zaznaczając, że intencją założycieli Związku Zawodowego Inżynierów Lądowych i Wodnych w Gdyni było stworzenie organizacji zawodowej, działającej na terenie całej Rzplitej Polskiej. Związek Pol. Inż. Bud. jest związkiem o tych samych celach, wobec tego Walne Zebranie Z.Z.I.L. i W. w Gdyni uchwaliło przenieść się w ramy organizacyjne Z.P.I.B.

Majątek Z.Z.I.L. i W. w Gdyni stanowi parcela o powierzchni 740 m² i stan surowy części budynku „Domu Inżyniera” — całość wartości ca 215.000,— zł.

W dyskusji zabierali głos prof. Pszenicki i inż. Nechay, który uważa, że poza przyjęciem oświadczenia kolegów z Gdyni, należy wybrać Komitet, który zajmie się całokształtem spraw „Domu Inżyniera” w porozumieniu z Oddziałem Gdyni. Na Związek spadnie ogrom prac związanych z dokończeniem budowy. Kol. kom. Horyd przychylił się do tego wniosku, zaznaczając, że z całym zaufaniem należy powierzyć pracę Komitetowi, ustalając równocześnie sprawę współpracy z S.A.R.P., które ma pewien serwitut w postaci porozumienia dzentelmeńskiego, choć zadeklarowanych pieniędzy dotychczas nie wpłaciło. Na wniosek kol. inż. Czyży uchwalono co następuje:

- 1) Połączyć się ze Z.Z.I.L. i W. w Gdyni.
- 2) Przejąć na własność ZPIB cały majątek ruchomy ZZIL i W w Gdyni.
- 3) Wystąpić o przewłaszczenie na rzecz ZPIB majątku nieruchomego ZZIL i W w Gdyni, składającego się z nieruchomości (repertorium notariusza Henryka Chudzińskiego w Gdyni Nr 1325) wraz z zabudowaniami przy ul. Słowackiego 16.
- 4) Upoważnić Zarząd Główny ZPIB do wykonania tych wszystkich czynności oraz działania tych wszystkich kosztów prawnych zarówno wobec władz jak i osób trzecich, jakie się okażą potrzebne dla wykonania powyższej uchwały Zjazdu Delegatów.

a na wniosek kol. inż. Nechaya, powierzyć Zarządowi Głównemu wybór i skompletowanie Komitetu Budowy „Domu Inżyniera” w Gdyni.

Wolne wnioski. Kol. Andruszewicz zgłasza wnioski Oddziału Krakowskiego ZPIB dotyczące kumulacji istnieją-

cych Związków Inżynierów Wodnych, Drogowych oraz Budowlanych, kumulacji wydawanych przez te Związki czasopism, oraz udzielania zniżek w opłatach członkowskich i za prenumeratę.

W dyskusji jaka się wywiązała zabierali głos prof. Pszenicki, inż. Nechay i inż. Czyż, wyjaśniając, że ze strony Zarządu Głównego Z.P.I.B. były i są czynione próby pozyskania kolegów z innych pokrewnych organizacji, jednak byłoby lepiej gdyby akcja rozpoczęła się od Oddziałów, gdzie w terenie najlepiej współpracę taką można zorganizować. Współpraca Zarządów Głównych byłaby już tylko zwykłą formalnością. Przewodniczący prof. E. Łazoryk reasumując wyniki dyskusji nad wnioskiem stwierdza, że współpraca taka byłaby bardzo pożądana jednak powzięcie jakiegokolwiek uchwały w tym względzie jest przedwczesne, co zebrani jednogłośnie aprobuja. O ile chodzi o ulgi dla niezamożnych kolegów w opłacaniu składek (prenumerata czasopisma „Inżynieria i Budownictwo“) to w wypadkach specjalnych, zasługujących na uwzględnienie, można będzie indywidualnie poszczególnym kolegom przyznać ulgi na wniosek właściwego Oddziału.

Kol. Srokowski proponuje utworzyć przy wszystkich Oddziałach Związku Komisje O.P.L. któreby prowadziły prace o charakterze naukowo-badawczym, oraz zalecić członkom Związku prenumeratę czasopisma, wydawanego przez L.O.P.P.: „Przegląd O.P.L. i Gaz.“.

W dyskusji zabierają głos: prof. Pszenicki, kol. Rogowski, i kol. Konic, Kol. Gawalkiewicz podaje, że Oddział Łódzki podjął prace w tym kierunku, ale wyszkoleni w budownictwie OPL koledzy inżynierowie budowlani nie są wykorzystywani, a zajmują się projektowaniem niefachowcy. Prof. Łazoryk reasumując wyniki dyskusji podaje, że sprawę utworzenia komisji OPL należy powierzyć Zarządowi Głównemu, jak również zalecenie członkom prenumeraty „Przeglądu OPL i Gaz.“, oraz spowodowanie ukazania się w dostatecznej ilości II wydania. „Wytucznych Inspektora O. P. Państwa w sprawie budowy schronów“.

Kol. Andruszewicz zaprasza następny Zjazd Naukowy Związku do Krakowa, gdzie mają być poruszone obok zagadnień Kongresowych, organizacyjnych, sprawy organizacji na budowie, ciekawe dla inżyniera i dotąd nie publikowane w takim zakresie, wg wyjaśnień kol. Nechaya. Zebrani przyjmują jednogłośnie zaproszenie Oddziału Krakowskiego, urzędnika i zorganizowania Zjazdu naukowego Z.P.I.B. w Krakowie. Przewodniczący prof. Łazoryk dziękuje kol. Andruszewiczowi i Oddziałowi Krakowskiemu za podjęcie się trudnej pracy.

Następnie Zjazd Delegatów uchwała na wniosek kol. Rogowskiego, aby w sprawozdaniach z działalności poszczególnych Oddziałów podawano więcej szczegółowych informacji, dotyczących ich życia naukowego i zawodowego, ujętych możliwie cyfrowo. Wniosek ten dotyczy wszelkich sprawozdań składanych przez Oddziały i publikowanych przez Zarząd Główny.

Prof. Łazoryk zgłasza imieniem Oddziału Lwowskiego Z.P.I.B. trzy następujące wnioski:

Wniosek I:

Powołując się na uchwałę I. Polskiego Kongresu Inżynierów, memoriał Polskiego T-wa Politechnicznego we Lwowie oraz uchwały Polskich Kongresów Drogowych, Zjazd Delegatów Z.P.I.B. zwraca się z gorącą prośbą do Pana Prezydenta Rzplitej Polskiej i Pana Prezesa Rady Ministrów o utworzenie Ministerstwa Spraw Technicznych, które przejęłoby agendy Funduszu Pracy oraz rozdzielone między Ministerstwo Komunikacji, Mini-

sterstwo Spraw Wewnętrznych, Ministerstwo Przemysłu i Handlu oraz Ministerstwo Rolnictwa, agendy b. Ministerstwa Robót Publicznych.

Równocześnie Zjazd Delegatów Związku P.I.B. wzywa wszelkie organizacje inżynierskie aby podobne rezolucje wniosły na ręce Pana Prezydenta Rzplitej Polskiej i Pana Prezesa Rady Ministrów.

Kol. Nechay popiera ten wniosek, Kol. Czyż proponuje upoważnić Zarząd Główny do wystąpienia w odpowiednim czasie ze względu na obecną sytuację polityczną. Wnioskodawca zgadza się z tym stanowiskiem co Zjazd bez sprzeciwu przyjmuje.

Wniosek II:

Zjazd Delegatów Z.P.I.B. stwierdza, iż obecny rządowy projekt ustawy o tytule inżyniera, spełniający w zasadzie główne postulaty świata inżynierskiego, jest dużym ustępstwem ze strony inżynierów na rzecz techników, oraz że zawiera on szereg bardzo daleko idących ulg dla osób, które ukończyły przed dniem 31 grudnia 1922 r. szkoły wymienione w art. 7 p. 4. Zjazd Delegatów Z.P.I.B. uważa jednak za niedopuszczalne przyznawanie dalszych ulg, a zwłaszcza zwalnianie od składania egzaminu i sprawozdania osób, które ukończyły jakiegokolwiek techniczne szkoły nieakademickie po dniu 1 stycznia 1923 r., gdyż to zdeprecjonowałoby w wysokim stopniu tytuł inżyniera.

W związku z tym Zjazd Delegatów Z.P.I.B. zwraca się do Komisji Akcji N.O.I. z apelem, aby przy przeprowadzaniu pertraktacji z delegatami Techników respektowali w całej rozciągłości zapartywanie ZPIB.

W dyskusji zabierają głos kol. Gawalkiewicz i kol. Nechay, który zaznacza, że osiągnięto kompromis między N.O.I. a N.O.S.T. i wniosek ten będzie poparciem stanowiska komisji Akcji N.O.I. Uważa, że należałoby wniosek ten w odpisie przesłać wszystkim organizacjom inżynierskim z prośbą o ścisłe przestrzeganie jego zasad a Oddział Lwowski prosić o nadesłanie pisma motywującego i uzasadniającego wniosek z odpowiednią argumentacją. Prof. Łazoryk wyraża zgodę na powyższe. Wniosek został przyjęty jednogłośnie.

Wniosek III:

Zjazd Delegatów Z.P.I.B. uważa za niecelowe tworzenie w obecnych warunkach Wydziału Inżynierii na Akademii Górniczej w Krakowie. Zdaniem bowiem Zjazdu Delegatów Z.P.I.B. istniejące Wydziały na Politechnikach Krajowych posiadają jeszcze znaczną chłonność studentów, a przeznaczone fundusze na utworzenie nowego Wydziału należałoby zużyć na lepsze wyposażenie istniejących Wydziałów niż to ma dotąd miejsce.

W uzasadnieniu wniosku prof. Łazoryk mówi, że słaby pęd na Wydział Inżynierii pochodzi z tego, że zawód jest mało popłatny i wskutek tego nie da potrzebnej ilości studentów na ewentualnie utworzony III. Wydział Inżynierii w odróżnieniu od Wydziałów takich jak np. mechaniczny. Obecnie np. Wydział Inżynierii we Lwowie ma znikomą ilość studentów. Potrzebną ilość studentów możnaby jedynie uzyskać stwarzając dogodne warunki studiów, ułatwienia, stypendia itd. i w ten sposób podnieść liczbę produkowanych inżynierów budowl. Kol. Andruszewicz uważa, że kreowanie III. Politechniki w Krakowie jest celowe ze względu-

du na istniejące już w Akademii Górniczej pewne katedry jak: żelbetnictwo, budownictwa nadziemnego i podziemnego oraz matematyki. Kol. Nechay stwierdza, że III Politechnika będzie potrzebna niewątpliwie, ale jeszcze nie dziś, bo niewykorzystana jest obecnie zdolność produkcyjna obu już istniejących Politechnik. Należałoby za tym na razie zmniejszyć czas studiów, zwiększyć wydajność obu Wydziałów Politechniki Lwowskiej i Warszawskiej, a następnie dopiero w dalszej kolejności przewidzieć stworzenie III. Wydziału Inżynierii. Kol. Horyd i kol. Czyż podkreślają, że zagadnienie jest ważne i należy się poważnie zastanowić nad kreowaniem III. Politechniki. Kol. Czyż w konkluzji uważa, że sprawę należy zlecić Zarządowi Głównemu jako wniosek Oddziału Lwowskiego ZPIB i rozpisać ankietę do wszystkich Oddziałów dla wypowiedzenia się. Prof. Łazoryk przychylił się do powyższego i wniosek przy jednym sprzeciwie został uchwalony.

Na tym wobec wyczerpania porządku dziennego przewodniczący zamknął Zjazd Delegatów.

XV. ZJAZD DOROCZNY KOŁA INŻYNIERÓW DRÓG I MOSTÓW

W dn. 3 maja odbył się XV. doroczny Zjazd, na który przybyło około 90 kolegów. Otwarcie Zjazdu nastąpiło w gmachu Stow. Techników o godz. 11. Uroczystość otwarcia zaszczytlił swą obecnością Członkowie honorowi Koła: p.p. prof. dr A. Psenicki i prof. M. Nestorowicz. Bezpośrednio po otwarciu odbyła się wycieczka pod kierunkiem kol. Kozierskiego, celem zwiedzenia robót związanych ze wzmocnieniem fundamentów gmachu P. K. O. przy ul. Bugaj. O godz. 17,30 rozpoczęło się w gmachu Stow. Techników Walne Zebranie. Po wysłuchaniu sprawozdania Zarządu i Komisji Rewizyjnej, Walne Zebranie uchwaliło ustępującemu Zarządowi absolutorium z podziękowaniem po czym wybrano nowy Zarząd z kol. T. Kuhnke jako prezesem.

Na członków Zarządu i do Agend Kola wybrani zostali:

Wiceprezes — kol. Cybulski Adam;
Sekretarz — kol. Słomiński Stefan;
Skarbnik — kol. Kozierski Józef;
Redaktor — kol. Komorowski Piotr;
Zastępcy: kol. kol. Adamczyk Tadeusz, Furga Czesław, Zawadzki Stefan.

STYPENDIUM DLA INŻYNIERA NA WYJAZD DO WYŻSZEJ SZKOŁY SPAWANIA W PARYŻU

Sp. Akc. Perun ogłasza konkurs na stypendium w sumie zł 5.000,—, dla inżyniera z ukończonym Wydz. Inżynierii lądowej (Budownictwo, Bud. Dróg i Mostów) na Politechnice Warszawskiej, Lwowskiej lub Gdańskiej, który pragnąłby odbyć jednoroczne studia w Wyższej Szkole Spawania w Paryżu w roku 1939/1940. Wiek: do lat 30.

Warunkiem niezbędnym dla otrzymania stypendium jest dobra znajomość języka francuskiego. Stypendium jest bezzwrotne i nie pociąga żadnych zobowiązań; jedynym obowiązkiem stypendysty jest rzetelna praca dla otrzymania dyplomu.

Początek roku szkolnego: 1 listopad, koniec — 30 czerwca. Przed wyjazdem odbycie elementarnego kursu spawania w kraju obowiązkowe.

Inżynierowie, pragnący ubiegać się o to stypendium, proszeni są o zgłaszanie swoich kandydatur piśmiennie z ży-

ciorysem i szczegółowymi danymi ze studiów i praktyki p. a. Sp. Akc. Perun, Warszawa, Jasna 1, w terminie do 15 czerwca.

ODDZIAŁY Z. P. I. B.

Podajemy do wiadomości składy osobowe Zarządów Oddziałów Związku. Skład Zarządu Oddziału Warszawskiego podaliśmy w numerze marcowym.

Oddział Gdyński:

Prezes: inż. Strokowski Stefan;
V-Prezes: inż. Małasiewicz Stanisław;
Sekretarz: inż. Wieloch Roman;
Skarbnik: inż. Grammens Alfons;
Członkowie: inż. Szamin Teodor, inż. Selle Witold.

Oddział Lwowski:

Przewodniczący: dr inż. Gawliński Stanisław;
Zast. przewodn.: inż. Makowicz Aleksander;
Sekretarz: inż. Remisz Franciszek;
Zast. sekretarza: inż. Siudut Franciszek;
Skarbnik: inż. Lewicki Kornel;
Zast. skarbnika: inż. Raś Tadeusz;
Członkowie: prof. Bratro Emil, inż. Kohlhepp Bożyśław, inż. Litwiniszyn Stefan, prof. Łozoryk Emil, inż. Posacki Stefan.

Oddział Poznański:

Prezes: inż. Lassaud Stefan;
V-prezes: inż. Twardowski Władysław;
Sekretarz: inż. Śmigaj Bronisław;
Skarbnik: inż. Nowakowski Edmund;
Członkowie: inż. Zaremba Piotr, inż. Szymankiewicz Zbigniew.

Oddział Pomorski:

Prezes: inż. Jost Michał;
V-prezes: inż. Przygodzki Józef;
Sekretarz: inż. Huczkowski Zdzisław;
Skarbnik: inż. Gamski Stanisław;
Członkowie: inż. Słoczyński Wiktor, inż. Świątkiewicz Jan.

Oddział Łódzki:

Prezes: mjr inż. Więckowski Stanisław;
V-prezes: inż. Grapow Alfons;
Sekretarz: inż. Gawalkiewicz Dionizy;
Skarbnik: inż. Kajrunajtys Jan;
Członkowie: inż. Gazurek Rudolf, inż. Kowalski Tadeusz, inż. Mazur Wiktor, inż. Sławiński Stefan, inż. Tesławski Konstanty, inż. Weiss Jerzy.

Oddział Śląsko-Dąbrowski:

Prezes: inż. Cwizewicz Józef Marian;
V-prezes: inż. Honheiser Henryk;
Sekretarz: inż. Kurczyk Franciszek;
Skarbnik: inż. Czaplicki Alfons;
Ref. Wycieczkowy: inż. Hojecki;
Ref. Odczytowy: inż. Ratyński Janusz;
Ref. OPL: inż. Bańdur Adolf.

Oddział Krakowski:

Prezes: prof. inż. Zalewski Feliks;
V-prezes: dr inż. Andruszewicz Stanisław;
Sekretarz: inż. Gabryszewski Tadeusz;
Skarbnik: inż. Furdzik Tadeusz;
Członkowie: inż. Bojan Franciszek, inż. Mromliński Roman, inż. Pogany Wojciech.

MINISTERSTWO SPRAW WOJSKOWYCH DEPARTAMENT BUDOWNICTWA D Z I A Ł O F I C J A L N Y

Począwszy od bieżącego numeru, Redakcja „Inżynierii i Budownictwa” zamieszczać będzie oficjalne komunikaty Departamentu Budownictwa M. S. Wojsk.

Z uwagi na to, że większa część czytelników naszych współpracuje z Departamentem Budownictwa, starania naszej Redakcji uwięzione tym pierwszym biuletynem spotkają się niewątpliwie z uznaniem naszych czytelników.

REDAKCJA

ZESTAWIENIE NORM BUDOWLANYCH OBOWIĄZUJĄCYCH W SŁUŻBIE BUDOWNICTWA MIN. SPRAW WOJSK.

BUDOWNICTWO

Ogólne

- PN/B—102. Ogrzewanie centralne. Normy obliczania ogrzewań centralnych w Polsce. Zatw. 1934.
- PN/B—120. Formaty rysunków budowlanych przedstawianych do zatwierdzenia. Zatw. 1930.
- PN/B—130. Rysunki budowlane. Podział i skale (2 ark.). Zatw. 1931.
- PN/B—131. Oznaczenia na planach budowlanych (2 ark.). Zatw. 1931.
- PN/B—195—196. Obliczanie i projektowanie konstrukcji betonowych i żelbetowych oraz warunki techniczne wykonywania robót betonowych i żelbetowych. Broszura. Zatw. 1934.
- PNW—Bud./Went. 1¹⁾. Wentylacja. Odemglanie i usuwanie oparów z pomieszczeń. Zatw. 1937.
- PN/B—140. Określenie zasadniczych pojęć przy projektowaniu budowni mieszkalnych — 1933 r. Zatw. 1938.
- PN/B—163. Roboty tynkowe. Warunki techniczne wykonywania — 1932 r. (punkt „D” normy nie obowiązuje w wojsku). Zatw. 1938.
- PN/B—175. Rusztowania drewniane przy robotach budowlanych — 1936 r. Zatw. 1938.
- PN/B—166. Warunki techniczne wykonywania budowlanych robót stolarskich — 1932 r. Zatw. 1938.
- PN/B—101. Żelbetnictwo. Rysunki konstrukcji żelbetowych — 1935 r. Zatw. 1937.

MATERIAŁY BUDOWLANE

- PN/B—201. Normalny cement portlandzki (2. wyd. zmienione). Zatw. 1931.
- PN/B—202. Normalny cement portlandzki. Próby fizyczne. Zatw. 1925.
- PN/B—203. Analiza chemiczna cementu portlandzkiego (2 ark.). Zatw. 1926.

1) P.N.W. oznacza Polskie Normy Wojskowe opracowane przez Komisję Normalizacyjną MSWojsk. — P.N. — Polskie Normy opracowane przez Polski Komitet Normalizacyjny.

- PN/B—204. Normalny cement portlandzki. Próby wytrzymałościowe (2. wyd. zmienione). Zatw. 1931.

- PN/B—205. Warunki techniczne dostawy cementu portlandzkiego i normy pobierania prób. Zatw. 1928.
- PN/B—230. Piasek normalny do prób wytrzymałościowych cementu i zapraw wiążących (2. wydanie poprawione). Zatw. 1933.
- PN/B—250. Gips (3 ark.). Zatw. 1932.
- PN/B—302. Format cegły. Zatw. 1927.
- PN/B—303. Warunki techniczne dostawy cegieł palonych. Zatw. 1931.
- PN/B—304. Cegła dziurawka. Warunki techniczne dostawy (wydanie 2. uzupełnione). Zatw. 1934.
- PN/B—305. Warunki techniczne dostawy glinianych dachówek palonych. Karpiówka (Wydanie 2. poprawione). Zatw. 1935.
- PN/B—308. Warunki techniczne dostawy i odbioru drenów wypalanych z gliny. Zatw. 1931.
- PN/B—329. Płyty ścienne ceramiczne do wykładania ścian wewnętrznych. Wymiary. Zatw. 1933.
- PN/B—330. Płytki ścienne ceramiczne do wykładania ścian wewnętrznych. Warunki techniczne odbioru i metody badań (2 ark.). Zatw. 1933.
- PN/B—405. Drewno iglaste pilowane do celów budowlanych. Zatw. 1929.
- PN/B—420. Deszczułka (klepka) posadzkowa, warunki jej odbioru i układania (2. wydanie, zmienione). Zatw. 1932.
- PN/B—601. Tektura surowa do wyrobu tektury smołowcowej. Zatw. 1931.
- PN/B—602. Tektura smołowcowa. Zatw. 1932.
- PNW—Inż./Chem. 7. Beton z cementu portlandzkiego — oznaczenie cementu. Zatw. 1936.
- PNW—Inż./Chem. 8. Zaprawa wapienna — oznaczenie wapna. Zatw. 1936.
- PNW—Inż./Chem. 9. Beton z cementu glinowego — oznaczenie cementu. Zatw. 1936.
- PN/B—304. Cegła dziurawka. Warunki techniczne dostawy (wyd. 2. uzup.) — 1934 r. Zatw. 1937.
- PN/B—310. Cegła kominówka. Wymiary i warunki techniczne dostawy — 1935 r. Zatw. 1938.
- PN/B—315. Cegła ogniotrwała. Format cegły — 1936 r. Zatw. 1938.
- PN/B—311. Ceramiczne płyty ścienne. Wymiary i warunki techniczne dostawy — 1936 r. Zatw. 1938.

- PN/B—440. Drewno tarte i ciosane. Wymiary — 1936 r. Zatw. 1938.
- PN/B—329. Płytki ściennie ceramiczne do wykładania ścian wewnętrznych. Wymiary — 1933 r. Zatw. 1937.
- PN/B—330. Płytki ściennie ceramiczne do wykładania ścian wewnętrznych. Warunki techniczne odbioru i metody badań (2 ark. — 1933 r. Zatw. 1937.
- PN/B—314. Płyty betonowe — 1936 r. Zatw. 1938.
- PN/B—240. Wapno niegaszone do celów budowlanych — 1936 r. Zatw. 1938.
- PN/B—320. Warunki techniczne odbioru cegły budowlanej wapienno-piaskowej — 1931 r. Zatw. 1938.
- PNW—Inż./Chem. 13. Zaprawa cementowo-wapienna — oznaczenie cementu i wapna. Zatw. 1937.

OKNA, DRZWI I OKUCIA DO NICH

- PN/B—1600. Oznaczenie prawych i lewych skrzydeł drzwi i okien oraz prawych i lewych schodów — 1930 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1681. Zawiasy wbijane (francuskie) do okien i drzwi — 1932 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1682. Zawiasy drzwiowe przykręcane — 1933 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1685. Zamek drzwiowy wpuszczany i osłonki do niego — 1935 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1687. Tarczki drzwiowe do zamków wpuszczanych — 1933 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1689. Klamki drzwiowe — 1933 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1690. Zasuwa suwana kieliszkowa do drzwi wewnętrznych — 1933 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1691. Zasuwa przekładana łyżeczkowa do drzwi zewnętrznych — 1933 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1692. Zawrotnice dla okien i drzwi balkonowych — 1936 r. Zatw. 1938.
- PN/B—1621. Okna skrzynkowe. Szczegóły konstrukcyjne ram, futryn i krosien (2 ark.). Zatw. 1934.
- PN/B—1650. Słownictwo stolarskie dla drzwi i okien. Zatw. 1934.
- PN/B—1651. Drzwi normalne trzyplączynowe wewnętrzne. Zatw. 1930.
- PN/B—1652. Drzwi normalne trzyplączynowe wewnętrzne. Szczegóły konstrukcyjne ramy. Zatw. 1930.
- PN/B—1653. Typy futryn drzwiowych i ich umocowanie. Zatw. 1930.
- PN/B—1655. Drzwi gładkie wewnętrzne. Zatw. 1931.
- PN/B—1656. Drzwi gładkie wewnętrzne. Konstrukcja. Zatw. 1931.
- PN/B—1657. Drzwi gładkie wewnętrzne. Szczegóły obudowania drzwi w futrynie i szczegół przymyku. Zatw. 1931.
- PN/B—1660. Drzwi normalne zewnętrzne o wzmocnionych płączynach. Zatw. 1931.
- PN/B—1661. Drzwi normalne zewnętrzne o wzmocnionych płączynach. Szczegóły konstrukcyjne. Zatw. 1931.
- PN/B—1680. Narożniki wpuszczane do okien. Zatw. 1932.

PIECE I OKUCIA PIECOWE

- PN/B—520. Kafel piecowy kwadratowy. Zatw. 1932.
- PN/B—521. Kafel piecowy gładki (berliński). Zatw. 1932.
- PN/B—522. Kafel piecowy kolorowy (majolikowy). Zatw. 1932.
- PN/B—550. Krażki do płyt kuchennych. Zatw. 1932.
- PN/B—551. Płyty kuchenne. Zatw. 1932.
- PN/B—555. Normalne typy kuchen kaflowych do mieszkań. Zatw. 1932.

- PN/B—540. Okrągłe drzwiczki piecove paleniskowe z zamknięciem belkowym do pieców z kafli kwadratowych — 1932 r. Zatw. 1938.
- PN/B—541. Okrągłe drzwiczki piecove popielnikowe z zamknięciem belkowym do pieców z kafli kwadratowych — 1932 r. Zatw. 1938.
- PN/B—542. Drzwiczki paleniskowe i popielnikowe na wspólnej płycie — do pieców z kafli kwadratowych — 1935 r. Zatw. 1938.
- PN/B—545. Drzwiczki kuchenne. Drzwiczki paleniskowe i popielnikowe na wspólnej płycie — do kuchen z kafli gładkich — 1932 r. Zatw. 1938.

INSTALACJE WODOCIĄGOWE I KANALIZACYJNE

Zeliwne rury wodociągowe

- PN/B—801. Warunki techniczne wyrobu i odbioru żeliwnych rur wodociągowych (do 10 at. ciśnienia roboczego). Zatw. 1925.
- PN/B—802. Znakowanie rur i kształtek (2 ark.). Zatw. 1926.
- PN/B—803. Prostka kielichowa (2. wydanie poprawione). Zatw. 1932.
- PN/B—804. Prostka kołnierzoza. Zatw. 1926.
- PN/B—805. Kieliszek. Zatw. 1932.
- PN/B—806. Króciec. Zatw. 1926.
- PN/B—807. Nasuwka. Zatw. 1926.
- PN/B—808. Łuk kielichowy. Zatw. 1926.
- PN/B—809. Krzywka kielichowa. Zatw. 1926.
- PN/B—810. Kolano kielichowe i kolano kielichowe ze stopką. Zatw. 1926.
- PN/B—811. Kolano 2-kołnierzoze i kolano 2-kołnierzoze ze stopką. Zatw. 1926.
- PN/B—812. Zwęzka kielichowa. Zatw. 1926.
- PN/B—813. Zwęzka bosa. Zatw. 1926.
- PN/B—814. Trójnik i krzyżak kielichowy (2 ark.). Zatw. 1926.
- PN/B—815. Trójnik 3-kołnierzozy i krzyżak kołnierzozy (2 ark.). Zatw. 1926.
- PN/B—816. Odwodniak kielichowy. Zatw. 1926.
- PN/B—817. Korek. Zatw. 1926.

Studnie

- PN/B—309. Rury betonowe. Warunki techniczne odbioru— 1934 r. Zatw. 1937.
- PNW—Bud/Stud. 1. Studnie wiercone. Przygotowanie danych statystycznych do projektu. Zatw. 1937.
- PNW—Bud./Stud. 3. Studnie wiercone. Powierzanie budowy. Zatw. 1937.

Rurociągi

Kołnierze

- PN/B—1123. Kołnierze. Naprężenia dopuszczalne śrub ze stali węglowej F. 38 dla temperatur poniżej 300° — 1932 r. Zatw. 1937.
- PN/B—1124-a. Kołnierze. Naprężenia dopuszczalne śrub ze stali węglowej wzmocnionej C 55 dla temperatur do 400° — 1932 r. Zatw. 1937.
- PN/B—1124-b. Kołnierze. Śruby dwustronne ze stali węglowej wzmocnionej C. 55. Gwint Whitworth'a— 1932 r. Zatw. 1937.
- PN/B—1126. Kołnierze. Układ otworów do śrub — 1932 r. Zatw. 1937.

ZESTAWIENIE NORM BUDOWLANYCH OBOWIĄZUJĄCYCH W SŁUŻBIE BUDOWNICTWA MIN. SPRAW WOJSK. Z DNIEM 1 LUTEGO 1939 R.

Materiały budowlane

- PN/B—316. Krawężniki betonowe. 1937.
PN/B—621. Asfalty do izolacji przeciwwilgociowych. 1937.
PN/B—622. Podkład asfaltowy do gruntowania powierzchni budowli przed nałożeniem właściwej izolacji asfaltowej. 1937.

Armatury

- PN/B—3001. Znakowanie armatur. 1935.
PN/B—3002. Zasuwy owalne kołnierzowe. 1935.
PN/B—3003. Zasuwy owalne kielichowe. 1937.
PN/B—3004. Zasuwy płaskie kołnierzowe. 1935.
PN/B—3005. Kółko ręczne z otworem kwadratowym. 1936.
PN/B—3006. Zasuwy. Obudowa zasuw. 1935.
PN/B—3007. Zasuwy. Skrzynka uliczna do zasuw. 1935.
PN/B—3008/9. Zasuwy i hydranty. Główka czworokątna do zasuw i hydrantów. Klucz do zasuw i hydrantów. 1935.
PN/B—3010. Odpowietrznik na ciśnienie nominalne 10 kg/cm². 1936.
PN/B—3011. Hydrant podziemny z samoczynnym odwodnieniem na ciśnienie nominalne 10 kg/cm². 1936.

U w a g a: nie obowiązuje kolano kielichowe.

- PN/B—3012. Hydranty podziemne. Skrzynka uliczna z pokrywą zdejmowaną. 1936.
PN/B—3013. Hydranty podziemne. Skrzynka uliczna z pokrywą odrzucaną. 1936.
PN/B—3014. Hydranty podziemne. Stojak jednowyłotowy na ciśnienie nominalne 10 kg/cm². 1936.
PN/B—3015. Hydranty podziemne. Stojak dwuwyłotowy na ciśnienie nominalne 10 kg/cm². 1936.

Przybory kanalizacyjne sieci domowej

- PN/B—2001. Misa ustępowa dla ustępów ogólnych. 1935.
PN/B—2002. Misy ustępowe. Typy mis A i B. 1936.
PN/B—2003. Misy ustępowe. Typy mis C i D. 1936.
PN/B—2004. Misy ustępowe. Typy mis E i F. 1936.

Uzbrojenia kanalizacyjnej sieci domowej

- PN/B—2031. Złewy kuchenne. Typy zlewów. 1935.
PN/B—2032. Złewy kuchenne. Zlew typu A. 1935.
PN/B—2033. Złewy kuchenne. Złewy typu B i C. 1935.
PN/B—2034. Złewy kuchenne. Zlew typu D. 1935.
PN/B—2035. Wpust ściekowy podłogowy. 1935.
PN/B—2037. Wpust ściekowy podwórzowy. 1935.

ZESTAWIENIE NORM BUDOWLANYCH OBOWIĄZUJĄCYCH W SŁUŻBIE BUDOWNICTWA MIN. SPRAW WOJSK. Z DNIEM 15 MAJA 1939 R.

A. Normy budowlane

- PN/B—197. „Żelbetnictwo“. Znakowanie.
PN/B—306. „Cegła cementowa“. Warunki techniczne odbioru.
PN/B—190. „Konstrukcje stalowe“. Obliczanie.
PN/B—1635. „Okna drewniane“. Rodzaje okien, przekroje schematyczne, wyjaśnienie.
PN/B—1636. „Okna drewniane“. Typy zasadnicze i pochodne.
PN/B—1637. „Okna futrynowe“. Przykłady okien normalnych.
PN/B—1630. „Okna futrynowe o wysokości prześwitu do 1500 mm“. Szczegóły konstrukcyjne ram i futryn. Z uwagą, że futryny i ramiaki mogą posiadać grubość futryn i ramiaków taką, jak przewiduje norma PN/B—1639.
PN/B—1639. „Okna futrynowe o wysokości prześwitu ponad 1500 mm“. Szczegóły konstrukcyjne ram i futryn.
PN/B—1640. „Okna futrynowe trzyskrzydłowe“. Szczegóły konstrukcyjne ram i futryn. Przekroje poziome. Z uwagą, że futryny i ramiaki mogą posiadać grubość taką, jaką przewiduje ta sama norma dla okien o wysokości prześwitu ponad 1500 mm.
PN/B—1641. „Okna futrynowe“. Szczegóły: ślimiona, słupki i szczebliny. Z uwagą, że szczebliny okien o wysokości prześwitu do 1500 mm mogą posiadać wysokość szczeblin, przewidzianych dla okien o wysokości prześwitu ponad 1500 mm.
PN/B—1642. „Okna futrynowe“. Obliczenie materiału drzewnego.

B. Kanalizacyjne

- PN/B—1500. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Warunki techniczne wyrobu i odbioru.
PN/B—1501. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Prostka. Kielich.
PN/B—1502. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Rewizje. Trójniki.
PN/B—1503. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Łuki.
PN/B—1504. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Syfony.
PN/B—1505. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Łuski. Płytki wykładzinowe.
PN/B—1506. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Zwężka. Korek. Osadnik ściekowego wpustu podwórzowego.
PN/B—1507. „Rury kamionkowe kanalizacyjne“. Wpust boczny. Wpust górny. Spód.

C. Wodociągowe

- PN/B—2071. „Zawory przelotowe i kątowe“. Typy zaworów. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
PN/B—2072. „Zawór przelotowy typu „A“. Kadłub z obustronnym gwintem wewnętrznym. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.“.
PN/B—2073. „Zawór przelotowy“ typu „B“. Kadłub z obustronnym gwintem wewnętrznym i obustronnym nadlewem dla czopka z jednej, dla kurka czerpalnego z drugiej strony. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.

- PN/B—2074. „Zawór przelotowy typu C". Kadłub ze złączką do wlotowania i gwintem wewnętrznym. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2076. „Zawór kątowy typu E". Kadłub ze złączką do wlotowania i gwintem wewnętrznym. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2077. „Kurki czerpalne". Typy kurków. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2078. „Kurki czerpalne z regulacją". Typy kurków. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2079. „Kurek czerpalny typu A". Kadłub. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2080. „Kurek czerpalny typu B". Kadłub. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2081. „Kurek czerpalny typu C". Kadłub. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2082. „Kurek czerpalny z regulacją typu A". Kadłub. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2084. „Kurek czerpalny z regulacją typu B". Kadłub. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2085. „Kurki czerpalne z regulacją". Głowica kurka typu B. Ciśnienie próbne 10 atm. Ciśnienie robocze 16 atm.
- PN/B—2083. „Zawory i kurki czerpalne". Głowice zaworu przelotowego, kąowego i kurka czerpalnego.
- PN/B—2086. „Kurki czerpalne". Stożek regulacyjny. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2087. „Kurki czerpalne". Nakrętki wylotowe kurków typu B. Ciśnienie robocze 10 atm. Ciśnienie próbne 16 atm.
- PN/B—2088. „Kurki czerpalne". Nakrętka dla złączki do węża przy kurku czerpalnym typu C.
- PN/B—2089. „Kurki czerpalne". Złączki do węża przy kurku typu C.
- PN/B—2090. „Złączka do wlotowania".
- PN/B—2091. „Nakrętki z gwintem Whitworth'a do rur" (z odlewu).
- PN/B—2060. „Pójnik". Specyfikacja sanitarna dla pójnika. Uzbrojenie wodociągowej sieci domowej.
- PN/B—3031. „Zawory przelotowe z nasadą filtrową na ciśnienie nominalne do 16 kg/cm².
- PN/B—3037. „Zawory obwodowe z nasadą filarkową na ciśnienie nominalne do 16 kg/cm².

D. Wodociągowo-gazowe

- PN/B—3021. „Zasuwy okrągłe kołnierzone", na ciśnienie nomin. 16 kg/cm² dla średnic 40 + 60, na ciśnienie nomin. 10 kg/cm² dla średnic 700+10.

E. Wodociągowo-parowo-gazowe

- PN/B—3030. „Zawory". Wskazówki ogólne, zamawiania i wykonania zaworów.

ZESTAWIENIE NORM DROGOWYCH OBOWIĄZUJĄCYCH W WOJSKU

- PN/B—350. Nomenklatura i wymiary materiałów kamiennych do celów drogowych. Brukowy materiał kamienny — 1934 r. Zatw. 1937.
- PN/B—351. Nomenklatura i wymiary materiałów kamiennych do celów drogowych. Krawężniki — 1934 r. Zatw. 1937.
- PN/B—352. Nomenklatura i wymiary materiałów kamiennych do celów drogowych. Kruszywo — 1934 r. Zatw. 1937.
- PN/B—353. Sprawdzanie wymiarów materiałów kamiennych — 1934 r. Zatw. 1937.

ZESTAWIENIE NORM DROGOWYCH OBOWIĄZUJĄCYCH W WOJSKU Z DNIEM 1 LUTEGO 1939 R.

- PN/B—354. Narzędzia kamieniarskie. Nazwy narzędzi. 1936.
- PN/B—355. Obróbka kamieni. Nazwy czynności przy obróbce kamieni. 1936.
- PN/B—356. Obróbka kamieni. Nazwy obrabianych powierzchni i faktura powierzchni. 1936.
- PN/B—357. Materiały i elementy kamienne do celów budowlanych. Kamień łamany, ciosany, ciosy i płyty. 1937.
- PN/B—358. Płyty kamienne i ciosy. Zestawienie tolerancji dopuszczalnych przy obróbce, uszkodzenia i reparacje. 1937.

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-Introligatorskie J. DZIEWULSKI, Warszawa, Mariensztadt 8. (gmach własny)

BIULETYN POLSKICH LABORATORIÓW BUDOWLANYCH

Rok II

M A J 1939

Nr 2

REDAKTOR: Dr Inż. STANISŁAW GAWLIŃSKI

ADR. RED.: LWÓW, UJEJSKIEGO 1

ZAKŁAD BADAWCZY BUDOWNICTWA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

Zakład Badawczy Budownictwa istnieje przy katedrze Budownictwa na Wydziale Architektury Politechniki Warszawskiej, prowadzonej przez prof. Stefana Bryłę. Mieści się on w podziemiach gmachu Architektury przy ul. Koszykowej 55 (telefony Zakładu: 8-78-20 i 8-43-58).

Zakład Badawczy Budownictwa ma za zadanie:

- 1) Prowadzenie badań naukowych w zakresie budownictwa.
- 2) Wykonywanie badań praktycznych dla celów budownictwa i współdziałanie w opracowywaniu norm budowlanych.
- 3) Popularyzowanie prac naukowo-badawczych, wydawanie komunikatów i prac naukowych.
- 4) Doksztalcanie inżynierów i architektów w kierunku ścisłej specjalizacji i udostępnienie pomocy naukowych wykonywującym prace doktorskie, habilitacyjne itp. w zakresie budownictwa.
- 5) Uzupełnienie wykształcenia studentów w kierunku specjalizacji w poszczególnych działach budownictwa, oraz budzenie zamiłowania pracy naukowej wśród młodzieży studiującej.
- 6) Szerzenie metodyki budownictwa celem postawienia naszego budownictwa na najracjonalniejszych i najekonomiczniejszych zasadach.
- 7) Utrzymywanie kontaktu ze światem naukowym, technicznym Polski i zagranicy.
- 8) Współdziałanie w orzecznictwie i ustawodawstwie budowlanym.

Zakład wydał dotychczas drukiem 7 zeszytów swoich wydawnictw. Przy zakładzie robi się obecnie 4 prace doktorskie. Również studenci pracujący w Zakładzie, opublikowali szereg prac swoich.

Skład personalny Zakładu i Katedry:

Kierownik Zakładu: prof. dr inż. *Stefan Bryła* (Warszawa 1, ul. Noakowskiego 10, m. 12, tel. 8-94-58). Zastępca w pracach Zakładu asystent dr inż. *Henryk Stankiewicz*. Asystenci: inż. *Witold Budkiewicz*, dr inż. *Bronisław Bukowski* (as. kat.), mgr. *Kazimierz Guzik*, inż. *Stanisław Kądziałko*, inż. *Józef Koziński*, dr inż. *Witold Makowski*, inż. *Antoni Malecki*, inż. *Bolesław Mayzel* (as. kat.), inż. *A. Myszkowski*, dr inż. *Wenczesław Poniz* (as. kat.), inż. *Przygodzki*, dr

inż. *Henryk Stankiewicz*. Pracownicy: *J. Dobrowolska*, *St. Husarski*, *J. Kornacka*, *Nowicki*, *Łapiński*, *H. Zimmerman*, *J. Zimmerman*.

Urządzenie Zakładu:

W niniejszym sprawozdaniu podane są działy, które już zostały rozbudowane lub są w trakcie rozbudowy, z wymienieniem urządzeń i aparatów za instalowanych dotychczas, przy czym wymienione są jedynie najważniejsze.

1. *Dział badania gruntów* (dla celów budownictwa, gdyż dla celów drogowych bada je w Warszawie Drogowy Instytut Badawczy¹⁾).

Zakres prac: Wszelkie badania dotyczące gruntów wykonywane na budowie i w laboratorium. Zagadnienia dotyczące struktury gruntu, właściwości różnych systemów fundowania. Ekspertyzy w dziedzinie gruntów budowlanych i fundamentów.

Aparat do badania gruntów Fischera.

Aparat Kopecky'ego do szlamowania.

Aparat Casagrande.

Aparat Atterberga.

Aparat szwedzki.

Oedometry (8) wraz z urządzeniami do obciążania i pomiarów.

Aparat do ścinania pierścieniowego.

Aparat do ścinania prostego.

Permeometr.

Aparaty do pobierania próbek (12).

Aparaty do pobierania próbek głębinowych (2).

Aparat do badania przepuszczalności bezpośredniej.

Aparat do badania granicy płynności.

Aparat do badania wytrzymałości cylindrycznej.

¹⁾ Dział badania gruntów, istnieje nadto w Laboratorium Budowlano-Drogowym Politechniki Lwowskiej i w Zakładzie Sekcji Uniwersytetu Jagiellońskiego w Krakowie.

ERRATA

W artykule Dra St. Gawlińskiego pt.: „Wytrzymałość tłuczni na zgniatanie i uderzenie” wkradły się następujące zasadnicze błędy drukarskie: str. 149, druga szpalta, 8. wiersz od góry — zamiast osiągnięcia ma być osiadnięcia; str. 151 tabela IV i V zamiast kg ma być kgm.

Przyrząd do badania przepuszczalności torfów, piasków i glin.

Komplet sit amerykańskich.

Komplet sit niemieckich.

Mieszadło elektryczne Hamiltona.

Aparat Beskow'a dla wyznaczania kapilarnego występowania wody (2).

Potrząsaczki do siania i do metody Casagrande.

Urządzenie do wyznaczania porowatości skał sypkich.

Urządzenie do określania ciężaru gatunkowego.

Aparat Kühna do badania kwasowości gruntów.

Suszarka i inne aparaty.

2. *Dział ochrony budowli od wody, oraz badań materiałów izolacyjnych, smół i asfaltów.*

Zakres prac: Badania w zakresie ochrony budowli od wody, zabezpieczenia budowli przed starzeniem, badanie materiałów dostosowanych do potrzeb tej ochrony, badanie materiałów izolacyjnych, konserwacja budynków i zabytków. Zagadnienia budowli podziemnych. Wytyczne do projektowania przy uwzględnieniu zasad ochrony budowli od wody. Badania strukturalne materiałów do elementów budowlanych.

Aparat do badania przepuszczalności wody pod ciśnieniem.

Komplet aparatów do badania smół, asfaltów i mas izolacyjnych.

Psychrometr aspiracyjny.

Psychrometr zwykły.

Hygrometry (2).

Termohydrograf Lamprechta z napędem zegarowym.

Aparat do pomiaru wilgotności względnej i inne aparaty.

3. *Dział badania wstrząsów.*

Zakres prac: Badania nad wpływem wstrząsów w budowlach pod kątem wytrzymałości konstrukcji i wpływu na użytkowanie budowli. Klasyfikowanie konstrukcji w zależności od rodzaju przewidzianych drgań.

Seismograf Wicherta kompletny.

Wibrograf Cambridge.

Aparat General Radio.

4. *Dział walki z hałasem i akustyki sal.*

Zakres prac: Badania nad zagadnieniem ochrony budowli przed hałasem od wewnątrz i zewnątrz budowli. Stosowanie właściwych materiałów budowlanych, konstrukcji, uszczelnień otworów okiennych itd.

Aparatura do mierzenia akustyczności sal z akcesoriami, mikrofonem itd.

Aparat do mierzenia natężenia dźwięku Sound Level Meter.

Aparat Central Box do pomiaru amplitudy z akcesoriami.

Aparat Westona itd.

5. *Dział badań optycznych.*

Zakres prac: Zagadnienie zastosowania właściwego oświetlenia sztucznego i wyzyskanie na-

turalnego. Pomiar natężenia światła. Rodzaje oświetlenia do różnego typu budowli i pomieszczeń. Przyrządy i urządzenia do oświetlenia zwykłego, użytecznego oraz dla celów artystycznych i reklamowych.

Luksomierz do 5000 luksów.

Luksomierze do 2500 luksów (2).

Pomiarowy aparat Westona itd.

6. *Dział spawalniczy i konstrukcyj stalowych.*

Zakres prac: Badania w zakresie spawalniczości, badania spoin. Zastosowania konstrukcyj spawanych w budownictwie. Badania ich w laboratorium i na budowie. Praktyczne zapoznawanie się z techniką spawania.

Spawanki na prąd stały i zmienny, transformatory itd.

Strugarka poprzeczna f. Rohn i Zieliński.

Aparat do badania udarności.

Aparat Brinella do badania twardości.

Mikroskop Reicherta dla światła odbitego i przechodzącego do badań uniwersalnych z kamerą fotograficzną.

Aparat Roentgena przenośny syst. Siemens (napięcie do 200.000 V, natężenie prądu do 8 m. A, włączenia do prądu o napięciu 120, 150, 220, 300, 380 lub 500 V, długość kabli po 9 m — zdjęcia do grubości 80 mm stali).

Aparat Schmucklera.

7. *Dział badań ceramicznych.*

Zakres prac: Badania materiałów ogniotrwałych, celem stwierdzenia użyteczności ich w przemyśle (budowa pieców itd.). Badania materiałów ceramicznych izolacyjnych (karpówki, wyroby magnezytowe, kafle wodoodporne). Badanie surowców ceramicznych: glina, kaolin, magnezyt, wapień, dolomit w celu najracjonalniejszego zużycowania ich w przemyśle budowlanym i fabrycznym.

Prasa tłokowa do wyrobu cegieł.

Piec elektryczny mufłowy do wypalania cegieł, klinów, terakoty; temperatura osiągalna 1450° C.

Piec elektryczny do oznaczenia ogniotrwałości (stożkami Segera) wyrobów ceramicznych, temperatura osiągalna 1850° C.

Akcesoria do pieców, składające się z tablicy rozdzielczej z przyrządami pomiarowymi oraz z dwu transformatorów o regulacji ciągłej. Transformatory mogą służyć do celów innych oraz inne aparaty.

8. *Dział badań wytrzymałościowych (betonów i materiałów budowlanych).*

Zakres prac: Prowadzenie badań nad właściwościami materiałów budowlanych. Analiza. Doświadczenia nad korozją i niszczeniem materiałów budowlanych przez substancje szkodliwe. Próby wytrzymałościowe, badanie cementów, betonów i wyrobów betonowych.

Prasa hydrauliczna 100 ton.

Prasa hydrauliczna 10 ton.

Aparaty do badania ugięć.

Aparat do badania ścieralności i szlifierki.

Wibrator oraz inne aparaty.

9. Dział ogólny.

Szafa mroźna do -25°C z wizerem i wewnętrznym oświetleniem.

Suszarki (2): gazowa i elektryczna.

Wagi analityczne (3).

Pompa próżniowa.

Mikroskop podręczny.

Kompletne urządzenie laboratoryjne do badań materiałów budowlanych i analiz itd.

10. Muzeum geologiczne.

Posiada ok. 200 eksponatów.

11. Biblioteka.

Posiada ok. 800 tomów.

Prof. W. ZENCZYKOWSKI

OSTATNIE 5-LECIE PRACY KATEDRY I ZAKŁADU BUDOWNICTWA OGÓLNEGO POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

1 marca upłynęło 5 lat od czasu zmiany kierownictwa Katedry i Zakładu Budownictwa Ogólnego.

W okresie tym wiele się zmieniło.

Rozumiejąc, że działalność Katedry jest bardzo odpowiedzialna, ma bowiem znaczny wpływ na kształtowanie przyszłych inżynierów budownictwa, a powinna mieć również wpływ jako placówka naukowo-badawcza na rozwój techniki budowlanej, tej niezmiernie ważnej dziedziny w gospodarce społecznej, uważam za wskazane podać do wiadomości i rzeczowej krytyki treściwe sprawozdanie z naszej 5-letniej pracy.

Katedra i Zakład oprócz profesora posiada 2. asystentów o pełnej ilości godzin pracy, inż. W. Michniewicza i inż. C. Rusina, 1. asystenta o połowie pełnej ilości godzin pracy — inż. H. Marczenka i 2. asystentów bezpłatnych — inż. W. Lalewicza i inż. T. Konica. Ponadto w pracach naukowo-badawczych Katedry, bierze udział dziewięciu inżynierów, z których część pracuje jednocześnie w Drogowym Instytucie Badawczym, a mianowicie: doc. dr W. Skalmowski, inż. A. Kobyliński, inż. M. Mączyński, inż. Z. Jastrzębski i inż. F. Esse.

Prace Katedry i Zakładu można ująć w następujące działy: a) prace naukowo-dydaktyczne, b) prace naukowo-badawcze, c) piśmiennictwo, d) bibliografia, e) normalizacja, f) udziały w specjalnych komisjach, radach itd., g) udziały w zjazdach krajowych i międzynarodowych, h) ekspertyzy.

I. PRACE NAUKOWO DYDAKTYCZNE W POLITECHNICE

Budownictwo ogólne, jako przedmiot studiów na Politechnice w moim rozumieniu posiada następujące główne wytyczne:

- a) zaznajomienie słuchaczy z materiałoznawstwem w sposób dający podstawy do krytycznej oceny poszczególnych materiałów i wyrobów budowlanych;
- b) nauczanie świadomego tworzenia elementów budowlanych i łączenia tych elementów w całość budynku, zgodnie z zasadami sztuki budowania i obowiązującymi normami i przepisami;
- c) nauczanie projektowania w sposób taki, ażeby absolwent był przygotowany do samodzielnego opracowania projektów przeciętnych budynków;

d) zaznajamianie z praktyczną stroną wykonywania robót budowlanych;

e) przygotowanie zastępu konstruktorów budowlanych z liczby tych, którzy wykonują prace dyplomowe z budownictwa ogólnego;

f) przysparzanie pracowników naukowych.

Realizacja powyższego programu wymaga b. znacznego nakładu pracy organizacyjnej i dydaktycznej, obejmującej następujące czynności:

A) systematyczne opracowywanie wykładów i podręcznika, B) kierowanie ćwiczeniami z projektowania semestralnego, C) zaznajamianie słuchaczy z wykonawstwem robót w praktyce, D) organizacja projektów dyplomowych i nadzór nad nimi, E) organizacja prac doktorskich.

A. Systematyczne opracowywanie wykładów i podręcznika

Nowe zdobycze nauki i praktyki powinny być podawane do wiadomości studentom, stąd płynnie konieczność ciągłego systematyzowania i uzupełniania programu wykładów, w ramach oczywiście z góry ustalonego czasu, tj. 1 godz. tyg. w sem. II, 4 godz. w sem. III, i 4 godz. w sem. IV. Wykłady ujęte są ogólnie w podręczniku, który opracowywałem w ciągu trzech lat. Podręcznik ten już jest na wyczerpaniu, a jego część I. jest już nawet całkowicie wyczerpana. Obecnie rozpoczynamy pracę nad nowym, drukowanym wydaniem „Budownictwa Ogólnego“, które będzie dość znacznie przerobione w porównaniu z wydaniem 1.

B. Projekty semestralne

W zakresie przedmiotu budownictwa ogólnego wykonywane są przez studentów 4 projekty:

1. Projektowanie węzłów ciesielskich dla zadanego na szkicu wiązania dachowego i wykreślenie ich w rzucie prostokątnym i askonometrycznym.

2. Projekt domu murowanego w skali 1:50 wg zadanego szkicu i warunków wyszczególnionych na specjalnym blankiecie. Do projektu tego dołączane jest opracowanie różnych szczegółów konstrukcyjnych w rzutach prostokątnych lub ukośnych, oraz obliczenie statyczne w postaci tabeli, jaka jest wymagana przez władze budowlane.

3. Projekt domu drewnianego w skali 1:100 wg zadanego na szkicu rozplanowania i warunków

wyszczególnionych na specjalnym blankiecie. Do projektu dołączane są szczegóły konstrukcyjne i konieczne obliczenia statyczne.

4. Projekt konstrukcji inżynierskiej drewnianej, jako przykrycia hali, wg zadanego szkicowego planu. Projekt obejmuje obliczenie statyczne, za projektowanie i wykreślenie dźwigarów, ramownic, łuków, itp. konstrukcji możliwie najbardziej nowoczesnych.

Projekty wykonywane są pod kierownictwem pp. asystentów. Po omówieniu nieraz wielokrotnie szczegółów student wykreśla całość na kalce (w znormalizowanych formatach).

Profesor prowadzi tzw. ćwiczenia audytoryjne (2 godz. tyg. w sem. zimowym i w początku letniego), na których pp. studenci zaznajamiają się z obowiązującymi przepisami budowlanymi i danymi do projektowania oraz z obliczeniami ważniejszych elementów.

W załączonym zestawieniu podajemy ilości poszczególnych projektów oddawanych w ostatnich 5. latach, oraz średnio zużywany czas przez studentów.

Projekty	1936/7	1937/8	1938/9 do 1 marca	Czas godz 1. studenta
I	38	64	61	20
II.	48	67	49	130
III.	45	57	36	95
IV.	58	50	55	55

Uzupełnieniem Budownictwa Ogólnego jest przedmiot „Architektura“, wykładany na V i VI semestrze, który naucza planowania budynków, form architektonicznych, projektowania elewacji i estetyki budowli inżynierskich.

C. Zaznajamianie słuchaczy z praktyczną stroną robót budowlanych

Praca w tym zakresie polega na urządzeniu ćwiczeń rzemieślniczych i wycieczek na budowy. Ćwiczenia rzemieślnicze obejmują roboty murarskie, kamieniarskie, stolarskie, ciesielskie i blacharskie. Studenci są podzieleni na 5 grup: na każde z ćwiczeń dla jednej grupy przeznaczone jest 3 godziny. Poszczególne ćwiczenia prowadzone są przez mistrzów-specjalistów pod kierunkiem pp. asystentów. Studenci biorą bezpośredni udział w wykonywaniu ciesiółki, obróbki kamieni itp. Wprawdzie w tak krótkim czasie nie można ze studentów zrobić rzemieślników, ale przez bezpośrednie zetknięcie ich z wykonawstwem robót, daje im się ogólne pojęcie o rzemiośle, z którym w wielu wypadkach wcale się dotychczas nie stykali. Dla przyszłego inżyniera nie jest to bez znaczenia.

W celu zaznajamiania studentów z poszczególnymi stadiami budowy są urządzone wycieczki regularnie raz na tydzień.

Ponad to do tej grupy zajęć należy zaliczyć tzw. „cegielki“, tj. ćwiczenia z wiązań murów ceglanych, z którymi student obowiązany jest dobrze się zapoznać.

D. Prace dyplomowe

Prace obejmują b. różnorodne tematy jak lotniska z hangarami, wielkie hotele, domy towarowe, magazyny, silosy, budynki dworcowe, garaże, stadiony sportowe, warsztaty parowozowe, zajezdnie dla elektrowozów, radiostacje, różne fabryki i zakłady przemysłowe np. cementownie, rzeźnie, młnice itp. W projektach dyplomowych studenci rozwiązują zagadnienia pod względem konstrukcyjnym, architektonicznym i celowości użytkowania obiektów, przy czym największą uwagę zwraca się, odpowiednio resztą do charakteru studiów na Wydziale Inżynierii, — na racjonalne rozwiązanie konstrukcyjne. Nim zostanie ustalony ostateczny rodzaj konstrukcji, słuchacze sporządzają różne warianty, z których wybiera się odpowiedniejszy. Szczegółowe obliczenia statyczne, opis techniczny, a niekiedy i kosztorysy dołączane są do każdego projektu w oprawionym tomie. Część konstrukcyjną projektu wykonują studenci pod kierunkiem profesora, część architektoniczną pod nadzorem wykładowcy architektury; część obejmującą instalacje wodociągowe, kanalizacyjne, koleje i żelbet musi uzyskać aprobatę profesorów tych przedmiotów. W wypadkach szczególnych, związanych z charakterem produkcji urządzeń projektowanych obiektów, Katedra zwraca się o wskazówki i wytyczne do wybitnych specjalistów, którzy zazwyczaj chętnie i bezinteresownie ofiarowują swoją współpracę. Ilość inżynierów, którzy otrzymali dyplomy z Budownictwa Ogólnego, przedstawia się następująco:

L a t a						Razem
do roku 1934/5	1934/5	1935/6	1936/7	1937/8	1938/9 do 15 marca	
5	11	19	21	17	12	85

E. Doktoraty

W celu zjednania nauce budownictwa dopływu nowych ideowych sił Katedra zachęca inżynierów do naukowego opracowywania aktualnych tematów, mających znaczenie praktyczne. Na tym gruncie powstają prace doktorskie.

Pierwszym zdobywającym doktorat z Budownictwa Ogólnego od początku istnienia Politechniki jest inż. Mieczysław Popiel, długoletni zasłużony b. asystent Katedry. Praca p. t. „Piecie z materiałów kamiennych“ złożona przed rokiem zawiera usystematyzowanie najrozmaitszych rodzajów pieców i wartościowe wskazówki do projektowania i badania pieców.

Drugim doktorantem jest p. asystent inż. Czesław Rusin, którego praca pt. „Badania gruntu, jako elementu budowli“ zawiera opracowanie teoretycznych wzorów na naprężenia i obliczenia, ilustrowane wykresami rozkładu naprężeń na różnych głębokościach gruntu, oraz badania własne przy pomocy specjalnie skonstruowanego przez autora przyrządu kondensatorowo-mikrofonowego.

Trzecim doktorantem jest p. inż. Alfred Dzieciul, czołowy przedstawiciel polskiego ceglarstwa, który złożył pracę pt. „Badania wytrzymałościowe cegieł pełnych, dziurawek i pustaków, oraz kon-

struktury z tych elementów". Praca obejmuje wyniki badań własnych autora, zestawienia badań własnych z zagranicznymi, wzory na obliczenie wytrzymałości filarów w zależności od wytrzymałości cegły i zaprawy, oraz porównanie wytrzymałości filarów na różnych zaprawach. Praca zawiera w szczególności badania konstrukcji z dziurawek i pustaków niezmiernie rzadko spotykane nawet za granicą.

W opracowaniu są jeszcze inne prace doktorskie, których nie ujawniam, ponieważ nie są jeszcze zakończone.

II. BIBLIOTEKA I BIBLIOGRAFIA

1. W ciągu 5 lat ilość dzieł w bibliotece Katedry wzrosła ze 130 do 960 tomów. Obecnie posiadamy bibliotekę budowlaną dość bogatą z uwzględnieniem najnowszych wydawnictw w językach polskim, niemieckim, angielskim, francuskim, rosyjskim. Biblioteka jest uporządkowana w katalogu działowym, zawierającym 55 działów. Ponadto jest kartoteka poszczególnych książek. Z biblioteki korzysta personel Katedry, dyplomanci, doktoranci, oraz niektórzy profesorowie.

2) Prospekty rozmaitych materiałów i konstrukcji, orzeczenia z badań, opisy w broszurach, wycinki z pism itp. są posegregowane działami w 95 teczkach w ten sposób, że w każdej chwili z łatwością można znaleźć dane o poszczególnych przedmiotach i zagadnieniach.

3) Katedra prenumeruje 8 pism technicznych, po dwa w językach polskim, angielskim, niemieckim i francuskim.

4) W specjalnej kartotece prowadzi się działami rejestrację rozmaitych rodzajów budowli, opisywanych w powyższych 8 i innych czasopismach budowlanych, tak że w razie potrzeby można mieć od razu dane, gdzie szukać projektu i opisu potrzebnej budowli.

III. BADANIA BUDOWLANE

Na podstawie porozumienia i współpracy z prof. Nestorowiczem, Zakład Budownictwa Ogólnego ma w każdej chwili do dyspozycji wszystkie maszyny, przyrządy i urządzenia Drogowego Instytutu Badawczego. Współ z inwentarzem własnym Zakładu stanowi to poważne laboratorium, mogące wykonywać z małymi wyjątkami prawie wszystkie próby i badania budowlane. W szczególności czynne są następujące działy:

1. Badania kamieni naturalnych.

2. Badania cegieł, konstrukcji ceglanych i dachówek.

Pracami wymienionymi pod 1) i 2) kierują: inż. S. Lenczewski i inż. A. Kobyliński. W powyższych działach, w szczególności w dziale badań kamieni naturalnych, prowadzone są od szeregu lat wszechstronne badania krajowych materiałów kamiennych dla potrzeb budowlanych i drogowych. Dzięki temu uzyskano bogate doświadczenie dotyczące jakości i zakresu zastosowania materiałów kamiennych pochodzących z poszczególnych okolic kraju.

W roku 1938 przeprowadzono kilka serii badań porównawczych cegieł palonych z różnych cegielni polskich do celów naukowych i normalizacyjnych.

3. Badania cementów, zapraw i betonów.

Pracami kieruje inż. A. Kobyliński. Prowadzone są stale liczne badania kontrolne zarówno składników betonu (cement, kruszywo, woda) jak też gotowych próbek betonowych sporządzanych na budowach.

Z dziedziny technologii betonu ustalane są w szerokim zakresie recepty mieszanek betonowych przy różnych założeniach, dla betonów ubijanych lub plastycznych.

Wykonywane są również doświadczenia z betonem wibrowanym. Przeprowadzono serię doświadczeń nad wpływem dodatku chlorku wapnia do betonu w zwykłych temperaturach. W opracowaniu są analogiczne próby w niskich temperaturach.

Przeprowadzono dla celów normalizacyjnych badania zachowania się w niskich temperaturach betonu z cementu glinowego. Prowadzone są badania materiałów zastępczych, przede wszystkim należy wymienić wykonane doświadczenia z lekkimi betonami.

Dłuższe prace laboratoryjne doprowadziły do ustalenia metody analitycznego oznaczania zawartości cementu w stwardniałych betonach lub zaprawach. Metoda ta oddaje wielkie usługi przy rozstrzyganiu wypadków spornych dotyczących dozowania cementu.

Przeprowadzono serię prób zmierzających do ustalenia wpływu na wiązanie i twardnienie betonu wód zanieczyszczonych składnikami organicznymi i nieorganicznymi. Badania powyższe są jeszcze prowadzone.

Dwa ostatnie zagadnienia opracowywane są przy współudziale Laboratorium Chemicznego Drogowego Instytutu.

W szczególności 3 działy wyposażone są we wszystkie maszyny, przyrządy i urządzenia do badań fizycznych, mechanicznych i badań specjalnych materiałów kamiennych, wyrobów ceramicznych, betonów i zapraw a w szczególności posiadają:

prasę hydrauliczną Amslera do 200 ton do zgniatania próbek,

prasę hydrauliczną Richtera na 60 ton do zgniatania próbek,

maszynę 5-tonową do zgniatania belek betonowych,

tarczę Böhme'go do prób ścieralności,

dmuchawę piaskową do prób ścieralności przy pomocy strumienia piasku,

bęben Deval'a do prób ścieralności tłuczni,

bęben „Ratler-Test” do prób ścieralności klinieru,

maszynę udarową Föpla do prób tłuczni na miążdżenie,

maszynę udarową Page do prób zwięzłości,

maszynę kulową do badania płyt chodnikowych na uderzenie,

przyrząd (walec z podstawką) do badania kruchości gryków i żwirów kamiennych,

komplet maszyn do badania właściwości cementacyjnych pyłu materiałów kamiennych,

szafę chłodniczą automatyczną do badania odporności na zamrażanie,

aparząd do określania skurczu zapraw cementowych,

piłę tarczową i wiertarkę do obróbki próbek z materiałów kamiennych,
młotki normalne do zarabiania próbek z zapraw cementowych,
wibrator płytowy i stół wibracyjny do zarabiania próbek betonowych,
komplet przyrządów do zarabiania i badania betonów i cementów.

4. Badania ceramiczne

Pracami kieruje inż. F. Esse. Dział ten prowadzi badania ceramiczne dla potrzeb drogowych i budowlanych. Z zakresu badań budowlanych przeprowadzane są analizy i próbne wypały glin z poszczególnych okolic Polski w celu ustalenia ich przydatności do wyrobów ceramicznych, budowlanych (cegła, dachówka, kafle itp.).

Prócz analiz chemicznych, oraz próbnych wypałów, przeprowadzane są również oznaczenia temperatury topliwości materiałów ogniotrwałych. Wyposażenie powyższego działu stanowią maszyny i urządzenia:

Maszyna do formowania i prasowania próbek wyrobów ceramicznych (np. cegiełki, dachówki, rury itp.).

Piec gazowy, muflowy do próbnych wypałów próbek wyrobów ceramicznych.

Piec kryptolowy elektryczny do oznaczania temperatury topliwości.

Wyposażenie laboratoryjne do analiz chemicznych.

5. Badania asfaltów i smół

6. Badania materiałów izolacyjnych przeciwwilgociowych (papy, masy plastyczne półpłynne, stosowane na gorąco lub na zimno).

7. Badania środków antykorozyjnych (farby i lakiery przeciwrdzewne)

Pracami kierują: inż. dr W. Skalmowski, inż. M. Mączyński, inż. Z. Jastrzębski. Prace tego działu objęły klasyfikację i szczegółowe badania smół i asfaltów izolacyjnych zarówno pochodzenia krajowego jak i zagranicznego.

Dzięki kilkoletniej działalności, pozyskano doświadczenie w ocenie jakości i stosowaniu produktów bitumicznych do celów izolacyjnych i budowlanych. Na podstawie kilkuletnich badań laboratoryjnych przygotowano materiał i podstawę do prac normalizacyjnych asfaltów i smół, pap i materiałów izolacyjnych. Z prac badawczych i analitycznych przeprowadzone są badania asfaltów, smół i materiałów izolacyjnych zawierających bitum a stosowanych w praktyce budowlanej.

Wyposażenie powyższego działu stanowi:

Zespół przyrządów i aparatów do badania asfaltów i smół (temp. mięknięcia, penetracji, ciężkość, lamliwość, plastyczność itd.).

Wyposażenie do badań chemicznych asfaltów i smół.

Komplet przyrządów do badań pap i mas izolacyjnych.

Maszyna jednotonowa do prób na rozciągłość pap i mas izolacyjnych.

8. Badania wapna

Pracami kierują: inż. dr W. Skalmowski i inż. Urbanowa.

Dział ten został zorganizowany w roku 1938

przy materialnym poparciu Sekcji Wapienniczej Związku Przemysłowców w Krakowie.

Prace objęły: a) badania jakości wapna produkowanego przez poszczególne zakłady wapienne (dotychczas zbadano próbki pochodzące z piętnastu zakładów); b) prace normalizacyjne (rewizja normy PN/B-240), normy dla wapna gaszonego na sucho, metody badań itp.; c) prace badawcze w dziedzinie zapraw wapiennych i wapienno-cementowych. Artykuły i sprawozdania z prac ogłaszane są w czasopiśmie: Przegląd Budowlany, Inżynieria i Budownictwo.

9. Badania chemiczne

Prace prowadzą: inż. M. Mączyński, inż. Z. Jastrzębski, inż. F. Esse, inż. Urbanowa.

Dział ten odgrywa rolę działu pomocniczego, obsługującego wszelkie inne działy w wypadku zagadnień o charakterze chemicznym zarówno badawczym jak też ściśle analitycznym. Dział posiada normalne wyposażenie laboratoryjne pozwalające na przeprowadzanie wszelkich analiz w zakresie chemii nieorganicznej i organicznej.

10. Badania gruntów

Pracami kieruje: inż. S. Lenczewski i inż. A. Sarkisow.

Dział ten ma za sobą już kilkoletnią działalność, a dzięki pozyskanym ostatnio najnowszym przyrządom i aparatom jest przygotowany do wykonywania różnorodnych badań budowlanych i drogowych. Dzięki pracy doktorskiej inżyniera C. Rusina dział Badania Gruntów pozyskał nowy aparat do badania naprężeń w gruntach nasypowych.

11. Badania materiałów ciepłochronnych

Pracami kieruje inż. M. Mączyński. Dział ten wyposażony został w roku 1938 w aparat typu Poengen'a zbudowany z uwzględnieniem najnowszych doświadczeń i ulepszeń w tej dziedzinie. Wyznaczony jest współczynnik przewodnictwa ciepła λ (lambda) dla materiałów o małym przewodnictwie. Pomiary na tym aparacie rozpoczęto jesienią roku 1938 i do chwili obecnej zbadano już szereg materiałów stosowanych przy izolacjach cieplnych, a znajdujących się na rynku krajowym. W dalszym rozwoju dział ten obejmować będzie nie tylko badania samego współczynnika przewodnictwa, lecz również wszystkich zjawisk związanych z przeniesieniem ciepła oraz z zagadnieniami cieplnymi aktualnymi dla budownictwa.

12. Badania przewodności dźwiękowej

W 1934 roku na skutek usilnych starań uzyskano kredyt z M.W.R. i O.P. na zakup aparatów do badania przewodności dźwięku. Aparaty zamówiono w Państwowym Instytucie Telekomunikacyjnym, który z wielkim opóźnieniem wykonał je w lipcu 1935 r., sprawił nam przy tym duży zawód, ponieważ aparaty te posiadają wiele wad i braków i nie spełniły pokładanych w nich nadziei.

Na początku 1936 r. wykonano lokal laboratorium w podziemiach gmachu architektury i przystąpiono do wykonywania prób przewodności ścian działowych z różnych materiałów¹⁾. Obecnie

1) Patrz dr Kwiek -- O metodzie pomiarów akustycznie - budowlanych -- Inżynieria i Budownictwo Nr 2 -- 1938 r.

działalność naukowa doznała zahamowania z powodu: a) braku kredytów na pracownika, b) braku pieniędzy na zakup nowych przyrządów, które są konieczne, ponieważ akustyka bardzo się rozwinęła w ostatnich latach, a aparaty Państw. Inst. Telek., jako dość nieudolnie zbudowane — są niewystarczające.

Staramy się trudności pokonać i prawdopodobnie uzyskamy dobrych pracowników i odpowiednie środki.

13. Badania oświetlenia dziennego

Z końcem roku ubiegłego zakupiono w Niemczech 2 automatycznie zapisujące luksomierze, których działanie oparte jest na komórkach fotoelektrycznych. Przy pomocy tych przyrządów możemy badać naświetlenie w luksach w dowolnych miejscach oraz określać współczynniki przezroczystości szkielek. W niedługim czasie zamierzamy przystąpić do prac normalizacyjnych nad oświetleniem.

14. Badania pieców i ogrzewanie

Pracami kieruje inż. F. Esse. Z końcem ubiegłego roku opracowany został dla powyższego działu szczegółowy program badań, obejmujący badania pieców mieszkaniowych, centralnego ogrzewania i zagadnienia wietrzenia (wentylacji). Wykonany został również projekt Laboratorium Ogrzewnictwa i Wietrzenia.

Na początku roku bieżącego zamówiono przyrządy pomiarowe do badania pieców mieszkaniowych, z których znaczną część już otrzymano. Wybudowano na terenie posiadanego obecnie lokalu próbny piec systemu Szrajbera, nad którym rozpoczęto systematyczne badania pomiarowe.

15. Badania konstrukcji specjalnych

Z ważniejszych badań wykonano pod kierownictwem profesora przy udziale Laboratorium Wytrzymałości Materiałów badania wytrzymałościowe dwóch modeli beczulek łupinowych.

Badania te wykazały b. wielką wytrzymałość beczulek. Przy rozpiętości beczułki 5 m, szerokości 1,4 m i grubości powłoki żelbetowej 12 mm, obciążenie workami z piaskiem 1070 kg/m² nie zdołało zniszczyć konstrukcji.

Próby te dały podstawę do zaprojektowania konstrukcji hali dla elektrowozów kolejowych¹⁾.

Jak widzimy z wymienionych 15 działów badań — zakres prac badawczych jest dość znaczny. Systematycznie, stopniowo staramy się realizować program prac, który ogłosiłem w roku 1935 w artykule pt. „O konieczności powołania do życia Naukowego Instytutu Budownictwa“.

IV. WYSTAWY

Zakład postanowił już przed 4 laty urządzić stałą wystawę materiałów i elementów budowlanych — na wzór wystawy berlińskiej lub londyńskiej, aby studenci, a nawet skończeni inżynierowie mogli znaleźć i obejrzeć żądane materiały, ew. otrzymać o nich informacje.

Wystawa jest już w znacznej mierze zorganizowana. Niestety, z braku odpowiedniego lokalu zmuszeni jesteśmy розміścić ekspozycje w korytarzach Politechniki. Niektóre działki są reprezentowane b. obficie. Np. mamy około 200 próbek różnorodnych szkielek, prawie wszystkie wytwarzane w Polsce rodzaje wyrobów ceglarskich, bogaty dział materiałów izolacyjnych, cieplnych i dźwiękowych, bogaty dział drewna m. in. 100 klepek z przykładami gatunków i wad, okucia, profile wytwarzane przez huty polskie, tablice i modele połączeń spawanych, wyroby z blachy cynkowej, z betonu, z wełny drzewnej, z zapraw, papy, środki przeciwwilgociowe itp. Prawie wszystkie rodzaje wyrobów budowlanych są reprezentowane.

Wystawa ma charakter naukowo-poglądowy. W roku 1935 Zakład brał udział w Wystawie Budowlanej B.G.K. na Kole, za co otrzymał specjalne podziękowanie.

V. NORMALIZACJA BUDOWLANA

Zakład przyjmuje znaczny udział w normalizacji budownictwa. Profesor i poszczególni pracownicy należą do szeregu Komisji Polskiego Komitetu Normalizacyjnego.

VI. UDZIAŁY W ZJAZDACH MIĘDZYNARODOWYCH

1. Profesor brał udział w Międzynarodowym Kongresie Badania Materiałów w Londynie w 1937 r.

2. Profesor brał udział w Komisji Higieny Mieszkań przy Lidze Narodów w Genewie, gdzie w 1937 r. zgłosił referat w języku francuskim oraz brał udział w dyskusji i opracowaniu wniosków. Komisja ta ustaliła zalecenia, dotyczące warunków wewnętrznej atmosfery mieszkań oraz zabezpieczenia od hałasów.

VII. UDZIAŁ W PIŚMIENNICTWIE PRASY TECHNICZNEJ

A) Profesor ogłosił w okresie pięciu ostatnich lat następujące artykuły:

- 1) W Czasopiśmie Technicznym Nr 9 — 1935 r. — Badania wpływów zewnętrznych na budynek.
- 2) W Czasopiśmie Techniczn. Nr 10 — 1935 r. — Problem ściany jako wypełnienie szkieletu stalowego.
- 3) W Przeglądzie Technicznym Nr 13 — 1934 r. — Przednia zaprawa murarska.
- 4) W Przegl. Techn. Nr 9 — 1934 r. — O konieczności powołania do życia Naukowego Instytutu Budowlanego.
- 5) W Przegl. Techn. Nr 9 — 1934 r. — Konstrukcja kościoła i klasztoru w Wawrze pod Warszawą.
- 6) W Przegl. Techn. Nr 21 i 25 — 1934 r. — Doświadczenia z materiałami i elementami budowlanymi w temp. pożarowej.
- 7) W Przeglądzie Technicznym Nr 26 — 1934 r. — Rzut oka na zagadnienie budownictwa lądowego z perspektywy 60-letniej działalności piśmienniczej Przeglądu Technicznego.
- 8) W Przegl. Techn. Nr 18 — 1935 r. — Konstrukcje i materiały budowlane w ramach wystawy budowlano-mieszkaniowej B. G. K. w Warszawie.
- 9) W Przegl. Techn. Nr 21 — 1937 r. — Projekt konstrukcji Dworca Głównego w Warszawie i terenów przyległych.
- 10) W Przegl. Techn. Nr 19 — 1937 r. — Belki drewniane złożone na gwoździach.
- 11) W Wiadomościach Warsz. Tow. Politechnicznego — 1934 r. — Dźwigary sklepieniowe.
- 12) Przegl. Bud. Nr 12 — 1934 r. — i Nr 1 — 1935 r. — Oświetlenie pomieszczeń światłem dziennym.
- 13) Przegl. Bud. Nr 12 — 1935 r. — O konieczności ustalenia nowych norm projektowania drewnianych konstrukcji budowlanych.

¹⁾ Opisanej w Inżynierii i Budownictwie Nr 4 — 1938.

- 14) Przgl. Bud. Nr 11 — 1935 r. — Ramownica nad halą gimnastyczną gmachu Y.M.C.A w Warszawie.
- 15) Przgl. Bud. Nr 2 — 1936 r. — Nieściskoż wozu Dörra przy obliczaniu nośności pali w gruntach gliniastych.
- 16) Przgl. Bud. Nr 5 — 1937 r. — O zagadnieniach badań budowlanych w Anglii.
- 17) Przgl. Bud. Nr 2 i 3 — 1938 r. — Katastrofy budowlane i wypływające z nich zagadnienia konstrukcyjne.
- 19) Przgl. Bud. Nr 11 — 1938 r. — Przebudowa gmachu Sądu Okr. w W-wie na pl. Krasińskich w związku z przebieciem ulicy.
- 20) Ossature Metallique Nr 3 — 1938 r. — Le bâtiment de la Caisse d'Épargne a Poznań.
- 21) Inżynieria i Budownictwo Nr 4 — 1938 r. — Hala elektrowozów kolejowych w Grochowie pod Warszawą.
- 22) Komunikat SARP Nr 2 — 1938 r. — Ogólne pojęcia o jednostkach pomiarowych dźwięków.
- 23) Przgl. Bud. Nr 2 — 1939 r. — Izolacje dźwiękowe w zastosowaniu praktycznym.
- 24) Commission de l'Habitation — Société des Nations — Nr 33 — 1937 r. — La lutte contre le bruit dans les rues en Pologne.
- B) *Dr M. Kwiek* ogłosił w związku z pracą związaną z Zakładem:
- 25) W Inżynierii i Budownictwie Nr 2—3 — 1938 r. — O metodach pomiarów akustyczno-budowlanych.
- 26) W Przeglądzie Technicznym Nr 14—15 — 1937 r. — Określenie granicy hałasu dopuszczalnego w pomieszczeniu mieszkalnym.
- C) *Dr W. Skalmowski* ogłosił następujące artykuły z zakresu budownictwa:
- 27) W Przeglądzie Budowlanym Nr 8, 9, 12 z roku 1938 i Nr 2 z roku 1939 — Z prac Laboratorium Badania Wapna przy Drogowym Instytucie Badawczym.
- 28) W Inżynierii i Budownictwie Nr 2 — 1939 r. — Z prac Laboratorium Badania Wapna przy Drogowym Instytucie Badawczym.
- 29) W Przeglądzie Budowlanym Nr 1 z roku 1939 — Z prac nad normalizacją materiałów izolacyjnych.
- D) *Inż. M. Mączyński* ogłosił:
- 30) W Inżynierii i Budownictwie Nr 2—3 z roku 1938 — O pomiarach przewodnictwa cieplnego materiałów budowlanych.
- E) *Inż. Z. Jastrzębski* ogłosił:
- 31) W Inżynierii i Budownictwie Nr 2—3 z r. 1938 — Z prac nad materiałami do izolacji przeciwwilgociowych (wspólnie z dr W. Skalmowskim i inż. M. Mączyńskim).
- F) *Inż. A. Kobyliński* ogłosił:
- 32) W Księdze Referatów I Polskiego Kongresu Inżynierów — tom III, rok 1938 — Zagadnienie kamieniołomów (referat kongresowy opracowany wspólnie z p. inż. A. Czeżowskim).
- 33) W „Cemencie” Nr 11 z r. 1937 — Chlorek wapnia w betonie w świetle badań polskich.
- G) *Inż. T. Konic* ogłosił:
- 34) W „Przeglądzie Budowlanym” Nr 10 z r. 1936 — Powłoki i domieszki uszczelniające.
- 35) W „Przeglądzie Budowlanym” Nr 2 z r. 1937 — „Środki ogniochronne dla drzewa” i „Znaczenie importu w budownictwie”.
- 36) W Przgl. Budowl. Nr 8 — z 1937 r. — Referaty na Kongresie Międzynarodowym Związku Badań Materiałów w zakresie dotyczącym budownictwa.

- 37) W Przgl. Budowl. Nr 9 — z 1937 r. — Układanie asfaltu na dachu.
- 38) W Przeglądzie Budowl. Nr 4 z 1938 r. — Szkłobeton.
- 39) W Przgl. Budowl. Nr 11 z 1938 r. — Co zaprząta umysł przedsiębiorcy budowlanego w Anglii.
- 40) W Przeglądzie Pożarniczym Nr 6 z r. 1937 — Piece i kominy jako źródło pożarów.
- 41) W Przeglądzie Pożarniczym Nr. 9 z 1937 r. — Piec do badania ognioodporności materiałów
- 42) W Przeglądzie Pożarniczym Nr 11 z 1937 r. — Budownictwo piwnic, a bezpieczeństwo pożarowe.
- 43) W Przeglądzie Pożarniczym Nr 1 z 1938 r. — Z niemieckich doświadczeń nad drzwiami ognioodpornymi.
- 44) W Przeglądzie Pożarniczym Nr 2 z 1938 r. — Ognioodporność budynków drewnianych.
- 45) W Przeglądzie Pożarniczym Nr 4 z 1938 r. — Ognioodporność materiałów budowlanych, zastępczych i pomocniczych.
- 46) W Przeglądzie Pożarniczym Nr 6 z 1938 r. — Próby wytrzymałości kurtyn teatralnych.
- 47) W Przeglądzie Pożarniczym Nr 11 z 1938 r. — Budownictwo, a pożary.

Jak wynika z powyższego spisu prace drukowane Zakładu zamieszczane były w różnych piśmie. Wszystkie prace w przyszłości będą się ukazywały jako kolejne odbitki pt. Biblioteka Zakładu Naukowych Badań Budownictwa Ogólnego Politechniki Warszawskiej.

Jeżeli praca Zakładu rozwija się mimo braku środków finansowych, to duża w tym jest zasługa p. prof. Nestorowicza, który użyczył łaskawie do badań wszystkich maszyn i aparatów będących w dyspozycji Drogowego Instytutu Badawczego.

Pracownicy Zakładu starają się dać z siebie jak najwięcej. Muszę podkreślić b. owocną i bezinteresowną pracę pp. dra Skalmowskiego, inż. Mączyńskiego, inż. Kobylińskiego, inż. Jastrzębskiego. Panowie ci są naprawdę ludźmi idei naukowej, a że są wysoce uzdolnieni, więc mamy nadzieję, że przy lepszych warunkach bardzo dźwigną naprzód naukę badań budowlanych w Polsce. Pewną nagrodę otrzymaliśmy od IV Zjazdu Inżynierów Budowlanych w Gdyni, który wyraził nam uznanie i podziękowanie za dotychczasowe prace³⁾.

Niestety jednak szczerze chęci i dobre zamiary chociaż mogą zdziałać dużo, ale nie zrobią wszystkiego bez pieniędzy, a brak nam środków na zakup wielu aparatów i niezbędnych przyrządów. Mamy jednak nadzieję, że czynnik, od których wiele zależy, w zrozumieniu konieczności postępu naukowych badań budowlanych — udzielą należytego poparcia dopomagając do stworzenia Instytutu Badawczego, który by jednoczył rozproszone dotąd wysiłki poszczególnych placówek, zwłaszcza powstałych na gruncie Warszawy.

³⁾ Inżynieria i Budownictwo Nr 4 — 1938 r.

Urząd Morski w Gdyni ogłasza

PRZETARG NIEOGRANICZONY

na budowę dwu wiaduktów żelbetowych Nr. 9 i 10, ramowych o rozpiętości w świetle prostop. do przyczółków 15 m i 22 m w węzle ulic przy kanale Przemysłowym w porcie gdyńskim.

Oferty należy składać najpóźniej do godz. 10. dnia 1 czerwca 1939 r. w Wydziale Techniczno-Budowlanym Urzędu Morskiego w Gdyni, ul. Waszyngtona 38, w którym tegoż samego dnia o godz. 12. odbędzie się przetarg publiczny.

Wszelkich informacji udziela i podkładki przetargowe wydaje Oddział Hydrotechniczno-Drogowy Urzędu Morskiego (pokój Nr 6) po przedstawieniu kwitu na zł 5.— wpłaconych albo bezpośrednio do kasy Urzędu Morskiego w Gdyni (ul. Chrzanowskiego 10) lub też na konto Urzędu Morskiego w jednej z kas skarbowych w miejscu zamieszkania oferenta.

Firma stająca do przetargu winna się wykazać wykonywaniem poważniejszych robót inżynierskich.