

INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN POLSKIEGO ZWIĄZKU INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW
BUDOWNICTWA

ROK VIII

LUTY 1951 r.

Nr 2

I Kongres Nauki Polskiej

W najbliższym czasie odbędzie się w Warszawie pierwszy *Kongres Nauki Polskiej*. Głównym celem tego Kongresu jest mobilizacja naukowców do realizacji 6-letniego planu budowy podstaw socjalizmu w Polsce. Prace przygotowawcze do Kongresu odbywają się w szeregu Sekcyj i Podsekcji. Zagadnienia związane z budownictwem rozpatrywane są głównie w Podsekcji Techniki Budowlanej, Konstrukcji Inżynierskich oraz Ekonomiki Budownictwa. Podstawą referatów podsekcyjnych są referaty pomocnicze obejmujące bardziej szczegółowe zagadnienia i uwzględniające:

- a) przegląd dziejów danej gałęzi wiedzy w Polsce ze szczególnym uwzględnieniem postaci uczonych polskich, ich osiągnięcia oraz wkład do światowego dorobku nauki;
- b) przegląd i ocena stanu polskiego piśmiennictwa powojennego danej dziedziny wiedzy;
- c) współpracę placówek naukowych z przemysłem;
- d) kontakty z nauką innych krajów, ze szczególnym uwzględnieniem nauki radzieckiej;
- e) najpilniejsze zagadnienia naukowe w planie 6-letnim.

Chcąc udostępnić czytelnikom naszego czasopisma zapoznanie się z tym ciekawym i źródłowym materiałem, począwszy od numeru lutowego zamieszczać będziemy referaty pomocnicze opracowane w wyżej wymienionych podsekcjach.

REDAKCJA

I Kongres Nauki Polskiej
Sekcja Nauk Inżynieryjno-Budowlanych
Podsekcja Techniki Budownictwa

PROF. DR WACŁAW OLSZAK

Konstrukcje wstępnie sprężone

Wstęp

Krytyczna ocena osiągnięć naszych w powyższej dziedzinie ułatwiona będzie w oparciu o poniższe stwierdzenia podstawowe:

Stwierdzenie podstawowe 1. Konstrukcje wstępnie sprężone reprezentują w znacznej mierze zbliżenie się do „syntezy statycznej”, o której marzyli wielcy uczeni już na przełomie wieku XIX i XX.

Z tego punktu widzenia określić je można jako postępową metodę w dziedzinie realizacji konstrukcji inżynierskich. Istotnie, konstruktor, wyzwalać się z postawy biernej, akceptującej warunki zagadnienia (w szczególności obciążenia) jako zasadniczy punkt wyjściowy swojej koncepcji, zamienia świadomie postawę swą na *aktywną*, sam dobierając wedle własnej woli siły, jakie działać mają na projektowany

przez niego ustrój, regulując w ten sposób intensywność ich i ich wewnętrzny przepływ w ustroju.

Konstrukcje sprężone prowadzą w ten sposób do efektów bardzo korzystnych, o których jeszcze będzie mowa. Pozwalają też na pełne wykorzystanie materiałów tzw. „kruchych” (jak kamień naturalny, beton itd.), które stoją do naszej dyspozycji w ilości praktycznie nieograniczonej, w odróżnieniu od materiałów tzw. „ciągliwych” (jak większość metali, w tym również i stal), które są deficytowe i drogie.

Stwierdzenie podstawowe 2. Istnieje zasadnicza różnica między linią rozwoju konstrukcji wstępnie sprężonych a linią rozwoju konstrukcji żelbetowych. Żelazobeton, zrodzony (około 100 lat temu) z empiryzmu i doświadczenia, znajdował dopiero w miarę swego rozwoju uzasadnienie teoretyczne

(pierwsza jego zamknięta teoria powstała w pierwszych latach wieku XX, a więc dopiero około 50 lat po pierwszych realizacjach praktycznych).

Biegunowo przeciwny jest pochodź idei wstępnego sprężania ustrojów. Konstrukcje sprężone, poczęte z pojęć mechaniki stosowanej, wpięrw doczekały się swego naukowo poprawnego sformułowania, a później dopiero szukano dróg ich realizacji.

Tak więc rozwój w każdej z wymienionych dziedzin przedstawia odmienny zupełnie obraz: w żelbetnictwie praktyka realizacyjna wyprzedzała z reguły koncepcje teoretyczne, które, pobudzone przez potrzeby praktyczne, pozwalały w późniejszej fazie na daleko idące ulepszenia i stały postęp¹⁾.

W konstrukcjach sprężonych zagadnienia teoretyczne są w znacznej mierze rozpracowane; trudności są po stronie realizacyjnej; strona praktyczna jednak, co trzeba podkreślić, wykazuje szybkie tempo ewolucji.

Stwierdzenie podstawowe 3. Idea konstrukcji wstępnie sprężonych jest niezależna od koncepcji konstrukcji żelbetowych. Zupełnie odmienna jest również zasada ich funkcjonowania w akcji statycznej. Zabiegu sprężenia dokonać można np. bez stosowania do tego celu stali (jak dowodzą tego zrealizowane budowle).

Istnieją ponadto konstrukcje sprężone takie, do których urzeczywistnienia nie wchodzi zupełnie beton. Są nimi ustroje ze wstępnie sprężonego kamienia naturalnego, z ceramiki sprężonej, ze szkła sprężonego (jak np. „Stalinit” w ZSRR) itd.

Stwierdzenie podstawowe 4. Rozwój konstrukcji sprężonych przypada w głównej mierze na ostatnie dziesięciolecie. Okres okupacji podciął u podstaw nasze pod tym względem możliwości. W stanie obecnym jesteśmy zatem w stosunku do innych państw w tej mierze opóźnieni.

I. Wyodrębniające się specjalności

Dotychczasowa praktyka wykazuje trzy zasadnicze drogi rozwoju konstrukcji sprężonych, prowadzące w dzisiejszej fazie ewolucji już do wyraźnych specjalizacji:

- A) masowa produkcja seryjna;
- B) wielkie budowle inżynierskie;
- C) realizacja ustrojów, opartych o inne (poza betonem) materiały konstrukcyjne.

A) U nas rozwój potoczy się w pierwszej fazie po linii odcinka masowej produkcji se-

ryjnej. Stosowane będą w pierwszej linii metody produkcji masowej oparte o technikę strunobetonu.

Wybór ten nie jest najszcześniejszy o ile chodzi o jakość końcową produktu, pozwala jednak, przy dobrej organizacji, na osiągnięcie znacznej wydajności.

Konkretne zamierzenia istnieją w tej mierze na terenie Warszawy, Krakowa i innych ośrodków.

B) W dziedzinie wielkich budowli inżynierskich zalety konstrukcji sprężonych zaznaczają się o wiele wyraźniej aniżeli na odcinku (A).

Przykład: projekt jednego z mostów miejskich. Ogólnokrajowy konkurs na projekt tego mostu dostarczył dwudziestu dwóch prac. Sąd konkursowy (nie przyznając żadnej z nich nagrody I) nagrodził dwiema równorzędnymi nagrodami II dwa projekty, rozwiązujące postawione zagadnienie w betonie sprężonym. Całkowita długość obiektu 157 m.

Tablica poniższa ilustruje przedmiar materiałów, potrzebnych do realizacji tego obiektu, przy czym podano w niej trzy konkretne zestawienia; dotyczą one kolejno projektu mostu w betonie sprężonym²⁾, mostu w stali oraz mostu w żelbecie.

Nr pra- cy	Materiał	Rozpiętość teoretyczna	Przedmiar materiałów			Uwagi
			ustrój niosący		pod- pory	
			stal t	beton m ³	beton m ³	
8	beton sprężony	45,5—66,7—45,5 = 157,7	284	2146	2467	nagr. II
13	52 nit. stal 37 spaw.	45,5—66,7—45,5 = 157,7	1089	562	2923	nagr. III
9	żelbet	45,0—66,0—45,0 = 156,0	936	2722	5330	nagr. IV

Jak widać, ustrój żelbetowy zużywa w porównaniu z ustrojem z betonu sprężonego o 27% więcej betonu oraz ponad 3-krotnie więcej stali; co prawda chodzi o stal o wysokiej granicy wytrzymałości (w danym przypadku $R_r = 11000 \text{ kg/cm}^2$), niemniej ogromna oszczędność rzuca się w oczy.

Przy tym podkreślić trzeba, że ustrój sprężony jest pod względem technicznym rozwiązaniem zdrowszym aniżeli ustrój żelbetowy.

Mimo tak dużych walorów nie mamy jeszcze na odcinku wielkiego budownictwa inżynierskiego realizacji praktycznych w Polsce.

U w a g a: Za formę konstrukcyjną, poszukującą poprawienia funkcjonowania statycznego ustrojów, nie spełniającą jednak tych wszystkich warunków, które potrzebne są po temu, by podciągnięta ona mogła zostać pod pojęcie ustroju sprężonego, uważać należy łuki z parciem „skompensowanym”.

²⁾ Zespół konstrukcyjny: Prof. W. Olszak, Dr B. Kopyciński, Inż. A. Magiera, Inż. arch. S. Zychon.

W tej dziedzinie zrealizowano u nas kilka uwagi godnych obiektów. Są nimi:

- Most drogowy (łuk nad jezdnią $l=45$ m); ściętna napięta w sposób opracowany przez prof. S. W. Obmińskiego (1948);
- Hala Sportowa w Łodzi (1950) projektu prof. W. Nowackiego (łuki trójkątne, $l=77,5$, $f=30,5$ m).

C) Ustroje te w porównaniu do ustrojów z grup A) oraz B) mają — przynajmniej na razie — mniejsze rozpowszechnienie. U nas wprowadzenie ich w praktykę nie jest obecnie jeszcze rozważane.

II. Aktualny stan wiedzy z zakresu konstrukcji sprężonych

Zagadnienia związane z realizacją ustrojów sprężonych podzielić można na trzy duże grupy:

- a) zagadnienia teoretyczne;
- b) zagadnienia projektodawcze i konstrukcyjne;
- c) zagadnienia realizacyjne.

a) O ile chodzi o grupę podstawowych zagadnień teoretycznych, to prace nasze w tym kierunku uważać można za najbardziej zaawansowane. Podstawowe te zagadnienia znalazły naświetlenie w kilku zasadniczych pracach:

- 1) W. Olszak „Z teorii belek i płyt wstępnie sprężonych” Inż. i Bud. 1947, Nr 2, str. 94 — 112.
- 2) T. Kluz „Budowle specjalne”, Warszawa 1947 (skrypt cz. I) oraz „Hangary lotnicze” Inż. i Bud. 1948.
- 3) M. Mischke — M. R. Ros „Przyczynek do teorii betonu strunowego”, Czasop. Techn. 1947, Nr 10/11, str. 173 — 181.
- 4) W. Olszak „Beton sprężony a żelbet. Dwie zasadniczo odmienne koncepcje”. Inż. i Bud. 1949, Nr 10/11, str. 675 — 690.

Ponadto posiadamy prace, które w sposób oryginalny stawiają nowe problemy tam, gdzie idea wstępnego sprężania nie była jeszcze stosowana, a gdzie da ona, jak prace te wykazały, bardzo korzystne wyniki. Przykład stanowi propozycja autora realizowania słupów uzwojonych ze wstępnym sprężeniem, zreferowana na Kongresie Międzynarodowym w Londynie (1948) (5) W. Olszak „Prestressed Spiral Reinforcement” Proc. VII Internat. Cong. Appl. Mech. Londyn 1948, Vol. I, str. 78—84³⁾.

Według wstępnych obliczeń pomysł ten zapowiada realizację słupów, które, będąc znacznie lżejsze od słupów stalowych, dorównują im pod względem nośności; będą one przy tym znacznie tańsze.

Z prac dalszych dotyczących zagadnień ustrojów sprężonych, wymienić należy:

— pracę doktorską (1949) mgr inż., mgr fil. S. Ziemy, która postawiła sobie za cel rozwiązanie problemu walca poddanego obciążeniom podłużnym przez siły skupione; praca ta, oparta o metody teorii sprężystości, stanowi duży krok naprzód w kierunku wyjaśnienia zagadnień związanych z zakotwieniem „ciągłym” (przez przyczepność) w elementach strunobetonowych;

— pracę doktorską mgr inż. Cz. Eimera, która (1950) rozpatruje problemy stateczności w ustrojach sprężonych⁴⁾;

— pracę prof. dra St. Kaufmana, zgłoszoną na Kurs Naukowy w Krakowie (1950), która zajmuje się wyboczeniem oraz zwichrowaniem belek, poddanych siłom sprężającym.

b) Szereg zagadnień konstrukcyjnych jest w tej chwili w opracowaniu. W szczególności chodzi o pierwsze u nas maszty sprężone, opracowywane w CBSBPB⁵⁾; typy stropów z elementów strunobetonowych, opracowywane przez CBPAiB⁶⁾; belki i podkłady opracowywane w Szkole Inżynierskiej w Poznaniu⁷⁾; o moście Dębickim była już mowa uprzednio.

Są to dopiero początki. Obecny zespół, obok wykonywania ich zadań projektodawczych, przypada zarazem zadanie kształcenia przyszłych kadr konstruktorów w dziedzinie ustrojów sprężonych.

Niezależnie od zagadnień konstrukcyjnych, związanych z projektem samych ustrojów sprężonych, duże znaczenie posiadają problemy konstrukcyjne, jakie rozwiązać trzeba projektując wytwórnie i sprzęt produkcyjny. W tej mierze na wzmiankę zasługuje opracowanie projektu na urządzenie naciągowe, mające służyć do produkcji masowej elementów strunobetonowych, a przewidziane do wykonania nieskomplikowanymi środkami i materiałami krajowymi⁸⁾.

Podstawowe w tej mierze zagadnienia technologiczne rozpadają się na zagadnienie betonu wyborowej jakości i zagadnienie stali najwyższej wytrzymałości. Tylko bowiem stosowanie materiałów najwyższej marki ma sens przy realizacji ustrojów sprężonych.

Zagadnienia te nie zostały jeszcze u nas w pełni rozwiązane. Prace nad nimi są w toku.

Zajmują się nimi Instytut Techniki Budowlanej i te laboratoria przy wyższych uczelniach technicznych, które posiadają potrzebny pod tym względem sprzęt badawczy.

c) O zagadnieniach realizacyjnych i naszych na tym odcinku brakach mowa będzie w ustępie IV.

⁴⁾ Obydwie te prace wykonywane były pod kierownictwem autora.

⁵⁾ Zespół: Prof. T. Kluz, Inż. J. Misiewicz i inni.

⁶⁾ Zespół: Prof. W. Olszak, Dr B. Kopyciński, Inż. J. Tyszowiecki, Inż. A. Magiera, Inż. H. Schoen, Inż. Fuksa, Z. Bychawski, Piwowarski.

⁷⁾ Prof. R. Kozak.

⁸⁾ Zespół: Inż. M. Losz i inż. Z. Szopiński.

³⁾ Por. też autora „Prestressing applied to bound columns” Arch. Mech. Stos. 1949, Nr 1, str. 80—98.

III. Piśmiennictwo

a) Poza pracami badawczymi, o których była wyżej już mowa, opublikowano u nas szereg prac opisowych i mniejszych przyczynków do tego zagadnienia.

Prace te były ogłaszane w czasopismach: „Archiwum Mechaniki Stosowanej”; „Inżynieria i Budownictwo”; „Przegląd Budowlany”; „Cement”; „Materiały Budowlane”; „Drogownictwo”; „Przegląd Komunikacyjny”.

Autorami ich są: W. Biełicki, W. Karnas, S. Kaufman, T. Kluz, M. Losz, J. Marynowski, T. Mazurek, J. Mikuła, M. Mischke, J. Misiewicz, T. Niczewski, A. Niemczyk, W. Olszak, W. Poniz, P. Szachow, R. Szajer, Z. Szopiński, P. Żmijewski i inni.

Nowość zagadnienia sprawia, że szereg tych prac ograniczyć się musiało do sprawozdań z tego, co w tej dziedzinie wykonane zostało za granicą. Na uwagę zasługuje fakt, że sprawozdania te były na ogół opracowywane krytycznie, tak by z doświadczeń obcych brać tylko to, co w nich jest wartościowe i z pożytkiem stosowane może być u nas.

W planie wydawniczym przewidziane jest wydanie monografii na temat konstrukcji wstępnie sprężonych. Część pierwsza tej monografii (podstawy teoretyczne, sposób kreowania sił sprężających, zagadnienia konstrukcyjne) oddana ma być do druku z początkiem 1951 r.; część druga tomu I obejmować ma przykłady praktyczne i realizacje. W tomie II znaleźć się ma reszta problemów (zagadnienia materiałowe, sposoby wymiarowania ustrojów sprężonych, problemy teoretyczne); wykończony on będzie później.

b) Referaty i prace polskie na temat zagadnień ustrojów sprężonych wygłaszane i publikowane były ponadto za granicą. W szczególności chodzi o: VII Międzynarodowy Kongres Mechaniki Stosowanej w Londynie (1948), oraz Journées Internationales de la Précontrainte (Paryż 1949), w czasie których uczestnicy polscy przedstawili wyniki prac naszych na ten temat.

IV. Postępowa tradycja nauki

Konstrukcje sprężone stanowią zwrot w dziedzinie budownictwa inżynierskiego, pozwalający na pełne korzystanie z długiego szeregu materiałów konstrukcyjnych, które na skutek swych właściwości mechanicznych były dotychczas poza zasięgiem racjonalnego ich zastosowania, albo też wykorzystywane były — w dosłownym tego słowa znaczeniu — tylko „połowicznie” (jak np. beton lub kamień naturalny).

Podkreślić trzeba przy tym, że chodzi nie o teoretyczne spekulacje lub rozważania idealistyczne, lecz o koncepcję realną i techniki wykonawcze już rozpracowane. Odpowiadają one w pełni naszym obecnym potrzebom i pozwalają na uzyskanie bardzo poważnych oszczęd-

ności, zwłaszcza o ile chodzi o pozycję tak zasadniczą jak stal.

O c e n a k r y t y c z n a.

Oceniając krytycznie wysiłki nasze na trzech podstawowych odcinkach a), b) oraz c) (por. ustęp II), stwierdzić należy, że w dwóch pierwszych dziedzinach, tzn. zarówno

a) w zagadnieniach teoretycznych, jak też i

b) w pracach projektodawczych i konstrukcyjnych

jesteśmy już obecnie w stanie sprostać ciężącym na nas zadaniom. Świadczą o tym wymienione już wyżej publikacje naukowe, jak też opracowana już uprzednio i opracowywane w chwili obecnej bieżące projekty.

Ośrodkiem tych prac są zarówno katedry wyższych uczelni, jak również i biura projektowe, które uczyniły w tej mierze uwagi godny wysiłek.

Prace opublikowane wskazują na zdrową krytyczną orientację w zagadnieniu i wykazują na ogół postępowy charakter, jak była już o tym mowa.

Kadry projektantów są jeszcze szczupłe, ale narastają w toku wykonywanych prac (ośrodki naukowe w Warszawie i Krakowie; CBPA i B; CBPSPBP; zespoły konkursowe jak np. zespół Mostu Dębnickiego itd.). Nie od tej strony zatem są trudności.

Za niezadowalający i zaniedbany uważać natomiast należy odcinek trzeci, tzn. c) dziedzinę realizacyjną; żaden też z projektów nie został u nas dotychczas zrealizowany.

Głębsza analiza poważnych tych opóźnień wskazuje na to, iż chodzi o braki przede wszystkim natury organizacyjnej. Mimo iż począwszy od roku 1947 odbył się u nas cały szereg odczytów naukowych i propagandowych, mimo iż były liczne posiedzenia i konferencje, na których wskazywano na konieczność podjęcia realnych prac organizacyjnych i podnoszono nasze pod tym względem zaniedbania, mimo iż na zaniedbania te zwracano wielokrotnie uwagę publicznie (np. „Inżynieria i Budownictwo” 1949, Nr 7/8, str. 449; „Przegląd Budowlany” 1949 Nr 6, str. 221 i in.), *wykonawstwo* u nas nie stało na wysokości zadania.

Dalsza krytyczna analiza wykazuje, że, aby braki te usunąć, *bezzwłocznie* podjąć trzeba akcję na paru odcinkach, w szczególności:

1) Zbadać i sklasyfikować należy żwirowiska pod kątem widzenia jakości znajdujących w nich żwirów, mierząc ich zdatność do produkcji technologicznej betonu sprężonego skalą surową.

2) Żądać należy od cementowni dotrzymywania równomiernej jakości produkowanych spoiw; beton sprężony wymaga spoiw *najwyższej marki* i niezawodnej ich *równomierności*.

3) Zapewnić należy dostawę stali o wymaganych wysokich cechach mechanicznych (wytrzymałość R_r , granica (konwencjonalna) sprężystości Q_r , wydłużenie λ).

4) Zorganizować należy przedsiębiorstwa i wytwórnice realizacyjne.

5) Masowa produkcja seryjna poprzedzona być musi produkcją doświadczalną i produkcją półprzemysłową; tok ten pozwoli na wyeliminowanie niepowodzeń i strat.

6) Procesom tym towarzyszyć muszą badania technologiczne na długą metę, i to zarówno w dziedzinie betonu jak i stali.

Przy ocenie krytycznej stanu obecnego zauważyć należy, że w związku ze związaną z istotą betonu sprężonego koniecznością zapewnienia produktom jakości wysokiego stopnia, we wszystkich ośrodkach i we wszystkich krajach napotymano na duże trudności wykonawcze, których przełamanie wymagało prac na przestrzeni dziesięciu i więcej lat (Francja, Niemcy).

Jeśli zauważyć, że tempo postępu technicznego u nas jest przyspieszone, to okres eksperymentowania w stosunku do precedensów zagranicznych również i w tej dziedzinie winien być mocno skrócony, tak by gospodarka nasza możliwie najprędzej odniosła realne korzyści, płynące z tej nowej techniki realizacyjnej.

V. Kontakty naukowe z zagranicą

Kontakty nasze z zagranicą w dziedzinie omawianego zagadnienia posiadały, jak dotychczas, charakter sporadyczny i niezorganizowany.

Planowane pogłębienie współpracy naukowej ze Związkiem Radzieckim powinno w tej mierze spowodować znaczną poprawę, która będzie dla nas związana z dużą korzyścią, gdy się zważy, że Związek Radziecki rozbudował u siebie w znacznej mierze wytwórnice, obejmujące swym programem produkcyjnym elementy sprężone w wielkich seriach (odcinek A) z ustępu I).

Z czołowych w tej mierze naukowców radzieckich wymienić należy nazwiska: W. W. Michajłowa, P. L. Pasternaka, W. G. Skramtajewa, I. A. Falkowa, I. I. Goldenblata, E. G. Ratca, S. J. Frajfelda, A. P. Korowkina, A. A. Gwozdiewa, S. A. Dmitriewa, A. A. Swietowa.

Kontakt ten zacieśnić należy ponadto z Czechosłowacją, gdzie zagadnienie to zaawansowane jest również w znacznym stopniu.

Z doświadczeń innych państw należy korzystać w miarę możliwości stosowania ich u nas. Na odcinku B) osiągnięcia praktyczne o dużym znaczeniu uzyskać zdołano we Francji (Freyssinet) i w Belgii (Magnet). Produkcję seryjną na odcinku A) rozbudowała u siebie w znacznym stopniu W. Brytania. Stany Zjednoczone A. P. są w dziedzinie konstrukcji sprężonych w rozwoju swym opóźnione i dopiero ostatnio zagadnienie to zaczyna tam być rozpracowywane.

By nadrobić nasze opóźnienie w tej dziedzinie, należy umożliwić grupie osób (i to z sektora zarówno projektodawczo-konstrukcyjnego, jak też i wykonawczego) zwiedzenie zaawansowanych w tej mierze środowisk (ZSRR, Fran-

cja, Belgia) z możliwością ich przeszkolenia na miejscu (zwłaszcza pod kątem widzenia zagadnień technologicznych).

VI. Wytyczne zagadnień naukowych

Wytyczne dotyczyć winny prac badawczych:

W dziedzinie zagadnień konstrukcyjnych:

- opracowanie typów elementów produkcji masowej (stropów, masztów, podkładów kolejowych);
- opracowanie urządzeń mechanicznych związanych z operacją naciągu do produkcji masowej;
- opracowanie ekonomicznych zakotwień dla kabli sprężających;
- opracowanie typów lewarów do realizacji ustrojów sprężonych przy zastosowaniu kabli;
- opracowanie konstrukcyjne obietków o mniejszych zrazu wymiarach, by przejść można było do obiektów dużych, w których dopiero w pełni dochodzą do głosu wszystkie zalety konstrukcji sprężonych.

W dziedzinie zagadnień technologicznych:

B e t o n: badania nad betonami wysokich gatunków, tzn. o wysokich wytrzymałościach ($R_{28} > 600 \text{ kg/cm}^2$), o małym skurczu, o małej mierze pęczania, o szybkim procesie dojrzewania; problemy mechanicznego zagęszczania betonów (wibratory mechaniczne i elektromagnetyczne, zmienne frekwencje, duże przyspieszenia); metody mechanicznego sprasowywania betonów; metody ich naparzania.

S t a l: badania nad stalami o najwyższych granicach wytrzymałości ($R_t = 20000$ do 30000 kg/cm^2), możliwie mało kruchymi (wydłużenie λ , granica plastyczności Q), o małym zjawisku pęczania.

W s p ó ł p r a c a stali z betonem: zjawiska przyczepności, poślizgu, długości zakotwienia, ważne przy zakotwieniu typu „ciągłego“ (przez przyczepność) dla ustrojów monolitycznych (w tym i strunobetonowych).

I n n e m a t e r i a ł y: ceramika (wysokowytrzymała); kamienie naturalne; szkło (jako materiał sprężany bierny i jako materiał sprężający aktywny w postaci cienkich włókien); materiały plastyczne („plastyki“); grunty budowlane.

W dziedzinie zagadnień teoretycznych:

- problemy wymiarowania elementów sprężonych;
- problemy ustrojów hiperstatycznych;
- problemy rozkładu napięć w partiach przygiętych belki (pod zakotwieniami);
- problemy reologiczne (odkształcenia plastyczne betonu i stali, i ich wpływ na funkcjonowanie ustrojów).

Ze względu na brak specjalistów opracowanie zagadnień tych należy rozdzielić na zainte-

resowane ośrodki (Warszawa, Kraków, Gdańsk, Poznań), przy czym o wyborze placówki decydować winny jej realne możliwości badawcze na danym odcinku (wykwalifikowani pracownicy; sprzęt laboratoryjny).

VII. Wytyczne organizacji nauki

Postulat.

Stworzenie Akademii Nauk Technicznych albo też Wydziałów Technicznych Akademii Nauk i utworzenia w ich łonie oddziału Mechaniki Stosowanej jako podstawy nauk inżynierskich, w tym również podstawy projektowania ustrojów sprężonych.

Ze względu na potrzeby planu 6-letniego ustroje te odegrać powinny poważną rolę w naszym programie odbudowy i rozbudowy kraju.

*I Kongres Nauki Polskiej
Sekcja Nauk Inżynieryjno-Budowlanych
Podsekcja Konstrukcji Inżynierskich*

DR INŻ. EUG. HILDEBRANDT
Prof. Politechniki Warszawskiej

Konstrukcje stalowe

Referat opracowany przy współudziale inż. Z. Borettiego, inż. J. Kozielka, prof. T. Kozłowskiego, inż. E. Śledzińskiego, inż. H. Wachniewskiego.

I. Temat referatu

Tematem niniejszego referatu są problemy nauki polskiej w zakresie wszelkich konstrukcji stalowych budownictwa lądowego z wyjątkiem mostów.

II. Obecny stan nauki i nauczania

Stan w jakim zastaliśmy nasze hutnictwo po odzyskaniu niepodległości państwa był opłakany. Budynki i urządzenia hut były zniszczone lub poważnie uszkodzone, nie było zapasów walców, których posiadanie jest konieczne dla zapewnienia ciągłości produkcji stali, a walce, które okupant pozostawił były tak zużyte, że wymagały ciągłej naprawy. W razie pęknięcia walca przerwy w produkcji danego profilu trwały nieraz po kilka miesięcy. Wykonanie nowych walców nie było rzeczą łatwą, gdyż firmy zagraniczne przyjmowały zamówienia z terminem nieraz kilkuletnim, a produkcji krajowej nie można było nastawić na pokrycie całego zapotrzebowania.

Również sprawa wykonawstwa konstrukcji stalowych napotykała na duże trudności. Pozostałe po okupacji warsztaty konstrukcyjne niewystarczające na olbrzymie potrzeby kraju, nie posiadały pełnego parku maszyn. Jeszcze gorzej przedstawiała się sprawa organizacji tych warsztatów wobec ubytku wyszkolonego personelu technicznego.

W gospodarce materiałowej dadzą one duże oszczędności, zwłaszcza o ile chodzi o stal (do 80%) w stosunku do konstrukcji żelbetowych.

W związku z tym ważne jest przygotowanie kadr, które kształcone być winny na Wyższych Uczelniach; rozbudowane być winny w tym kierunku Katedry i Instytuty uczelniane oraz Instytut Techniki Budownictwa; nowość koncepcji konstrukcji sprężonych sprawia, że wiele zagadnień jest jeszcze otwartych; wymagać one będą prowadzenia wielu badań naukowych w przyszłości. Przy Biurach Projektów powstać powinny odpowiednie pracownie.

Szerokie możliwości otwiera się dla ulepszeń i pomysłów; współpraca z klubami wynalazców i racjonalizatorów obiecuje w tej dziedzinie szczególnie pomyślne wyniki; toteż winna ona być rozbudowana możliwie szeroko.

W tym stanie rzeczy budownictwo musiało się nastawić raczej na konstrukcje drewniane i żelbetowe, a uwaga naukowców polskich zwróciła się przede wszystkim w kierunku żelbetu.

Zdawałoby się, że w tych warunkach zahamuje się zupełnie postęp nauki w dziedzinie konstrukcji stalowych. Tak jednak się nie stało. Naukowcy nie zapomnieli o konstrukcjach stalowych i poszli we właściwym kierunku, a mianowicie w kierunku szukania oszczędności w zużyciu stali.

Jednocześnie nastąpił okres organizowania wielkich biur projektowych z uwzględnieniem działów projektowania konstrukcji stalowych.

Na terenie Polskiego Komitetu Normalizacyjnego rozpoczęła się również praca w dziedzinie konstrukcji stalowych. Już w roku 1946 wyszła z druku norma PN/B-192 „stosowanie starych profili stalowych i szyn“, która odnośnie stali ze spalonych budynków oparta została na badaniach przeprowadzonych przez prof. Wesołowskiego oraz przez Instytut Techniki Budowlanej. Wyniki tych badań pozwoliły na śmielsze podejście do naprężeń dopuszczalnych w stali używanej i osiągnięcie oszczędności w zużyciu materiału.

Dalszym krokiem w kierunku oszczędności było zwiększenie naprężeń dopuszczalnych w belkach stropowych ze stali pospolitej jakości.

W roku 1949 ukazała się pierwsza norma konstrukcji spawanych, co rozszerzyło podstawy stosowania spawania w budownictwie stalowym.

Należy z uznaniem podkreślić wprowadzenie metody nośności granicznej do projektu nowej normy PN/B-190, opracowanej jako czyn kongresowy na Kongres Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa z grudnia 1949 r.

Metoda ta opracowana i wprowadzona w życie w Związku Radzieckim i jak należy sądzić z literatury niestosowana jeszcze do budowlanych konstrukcji stalowych w innych państwach, pozwala na uzyskanie znacznych oszczędności w zużyciu stali.

Należy zaznaczyć, że ustalenie współczynników dla tej metody odpowiadających naszym warunkom lokalnym, wymagało poważnej pracy.

W najważniejszym bodaj obecnie dziale konstrukcji stalowych, jakim jest technika spawania praca naukowa również rozwinęła się, a jej wyrazem są publikacje w Przeglądzie Spawalnictwa.

Instytut Spawalnictwa prowadzi prace badawcze nad spawalnością stali o wysokiej wytrzymałości, udziela porad technicznych oraz współpracuje z wytwórniami konstrukcji stalowych w szkoleniu spawaczy.

Jedną z przyczyn, że Instytuty badawcze (jak Instytut Spawalnictwa i Instytut Techniki Budowlanej) nie mogą rozwinąć prac badawczych w dziedzinie budownictwa stalowego jest brak obsady technicznej. Fachowców zdolnych do poprowadzenia badań naukowych nie brak, lecz są oni zatrudnieni w produkcji, a zdobycie ich do prac badawczych natrafia na trudności nie raz do nieprzewidywania.

Ze względu na szybkie tempo odbudowy kraju i zupełne zaabsorbowanie wybitnych sił technicznych i naukowych bezpośrednio odbudową, nieznaczny tylko procent prac został opublikowany.

Świadczy o tym fakt, że ilość artykułów z dziedziny konstrukcji stalowych publikowanych w polskich czasopismach technicznych wynosi obecnie przeciętnie około 5 rocznie, gdy przed wojną wynosiła około 16.

W dziedzinie spawalnictwa, które obejmuje nie tylko konstrukcje stalowe, ale również inne, bardziej ożywione w ubiegłym okresie gałęzie techniki, stan na polu piśmiennictwa jest znacznie lepszy o czym świadczą szpalty miesięcznika „Przegląd Spawalnictwa“, wypełnione artykułami z tej dziedziny.

Również dość bogaty jak na omówione wyżej warunki był dział konstrukcji stalowych w referacie na Kongres Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, który odbył się w Gdańsku w roku 1949.

W dziedzinie podręczników sytuacja jest na razie bardzo zła, gdyż dotychczas nie ma żadnego podręcznika dla projektantów, ani też dla

wykonawców konstrukcji stalowych, z wyjątkiem pracy w Podręczniku Budowlanym oraz normy PN/B-191, dotyczącej wykonawstwa konstrukcji stalowych i innych norm wymienionych w niniejszym referacie.

Dla porównania należy zaznaczyć, że w okresie przedwojennym piśmiennictwo polskie w dziedzinie konstrukcji stalowych było bardzo ubogie i ograniczało się do dwóch podręczników o większej objętości i szeregu broszur oraz do artykułów w prasie.

Należy podkreślić, że w okresie przedwojennym nauka polska przodowała w dziedzinie spawania konstrukcji stalowych.

Prof. Bryła był jednym z pierwszych uczonych, którzy rozpoczęli badania laboratoryjne nad spawaniem, a wyniki tych badań były publikowane na Międzynarodowych Kongresach Konstrukcji i Mostów.

W r. 1928 zbudowano pierwszy w Europie most spawany według projektu prof. Bryły w oparciu o jego uprzednie badania.

Most ten był dwukrotnie wysadzany w powietrze i mimo ogromnych uszkodzeń po naprawie służy w dalszym ciągu komunikacji polskiej, co jest świadectwem ówczesnego poziomu spawalnictwa w Polsce.

To przodujące miejsce nauki polskiej powinniśmy utrzymać.

Jeżeli chodzi o dział spawalnictwa, to istnieje już placówka naukowa, tj. Instytut Spawalnictwa, który wykazał się wieloma cennymi pracami.

Wskutek niesprzyjających warunków, o których była mowa na początku niniejszego referatu, jak również z powodu niekorzystnych warunków lokalowych i braku odpowiednich urządzeń i maszyn w okresie powojennym i trudności w zakupie tych urządzeń jak również książek zagranicą, zakłady naukowe prowadzą dotychczas badania na bardzo małą skalę. Zakłady te nastawiają się już na badania i rozpoczną je po otrzymaniu odpowiedniej aparatury i maszyn.

Wyżej omówionym stanem powojennym tłumaczy się mała ilość publikacji zarówno w dziedzinie projektowania jak i wykonywania konstrukcji stalowych.

Warunki do tej pracy są korzystne jeżeli chodzi o liczbę katedr, która w dyscyplinie konstrukcji stalowych w porównaniu z okresem przedwojennym wzrosła czterokrotnie, a liczba pomocniczych sił naukowych zwiększyła się również wielokrotnie. Praca zespołowa w powstających instytucjach i zespołach katedr będzie miała niewątpliwie również dodatni wpływ na kształtowanie się nauki.

Podsumowując powyższe, trzeba stwierdzić, że mimo niekorzystnych warunków dla postępu nauki w dziedzinie konstrukcji stalowych, poszła ona we właściwym kierunku, przyczyniając się bezpośrednio do uzyskania dużych korzyści gospodarczych w odbudowie państwa polskiego.

I I. Konieczność powiązania nauki z produkcją

Obecnie gdy najcięższy okres dla budownictwa stalowego mija, a w planie 6-letnim przewiduje się gigantyczną rozbudowę hutnictwa, powstaje konieczność nastawienia się świata nauki na pracę w dziedzinie konstrukcji stalowych i na szkolenie kadr fachowców w tej dziedzinie.

Do osiągnięcia pozytywnych rezultatów prac naukowych muszą się przyczynić nie tylko naukowcy, ale wszyscy obywatele zdolni do wniesienia czegoś pożytecznego do nauki.

Dlatego trzeba powiązać naukę z produkcją nie tylko w sensie zajęcia się tematami, których rozwiązanie wymaga produkcja, ale i w sensie wykorzystania pomysłów, wynalazków i ulepszeń wszystkich pracujących w produkcji, a więc zarówno robotników, majstrów jak inżynierów.

Robotnik i majster, którzy mają bezpośredni kontakt z wykonaniem robót, mogą niejednokrotnie zaobserwować, jak zachowuje się konstrukcja podczas wykonywania. Te obserwacje mają szczególne znaczenie w konstrukcjach spawanych.

Obserwacje w jakich pozycjach konstrukcja najlepiej się spawa, w jakich warunkach mniej, lub więcej odkształca, jakie z istniejących urządzeń najlepiej nadają się do spawania, jakie wady lub zalety mają te czy inne szczegóły projektów itp. — mogą mieć ogromne znaczenie w postępie robót spawalniczych.

Aby robotnik mógł spełnić to zadanie, trzeba go szkolić, aby nie tylko mechanicznie wykonywał swoją pracę, ale by był zorientowany w całokształcie roboty.

Z drugiej strony należy zainteresować zakłady naukowe pomysłami racjonalizatorskimi. Pomysły te, niezależnie od ich załatwienia w dotychczasowym trybie, powinny trafiać do zakładów konstrukcji stalowych, ewentualnie do zespołów katedr oraz Instytutów przy wyższych uczelniach.

Do zakładów naukowych musi trafiać również krytyka rozwiązań projektów konstrukcji stalowych z punktu widzenia wykonawstwa, jak również omówienie zalet projektów lub ich fragmentów. Opinie te muszą również pochodzić od wszystkich grup pracujących przy wykonywaniu konstrukcji w warsztatach i na montażu, a więc zarówno od robotników, jak i majstrów oraz inżynierów.

Jaką drogą wiadomości te należałoby podawać?

Najlepiej w postaci artykułów do prasy, nie każdy jednak potrafi ująć to w formie wymaganej. W tych warunkach artykuł mógłby być zastąpiony sprawozdaniem lub notatką. Sprawozdania i notatki osób nieposiadających wykształcenia technicznego musiałyby być przeglądane przez zarządy wytwórni i zaopatrywane w razie potrzeby komentarzami.

Zadaniem zakładów naukowych byłoby wykorzystanie tych wiadomości przy wydawaniu podręczników, które wtedy poza wiadomościami z literatury zagranicznej, oraz wynikami prac naukowych zawierałyby ogólny polski dorobek techniczny.

Do osiągnięcia tego celu konieczna jest nie tylko współpraca z nauką, ale i inicjatywa zakładów wytwórczych. Współpracą z wytwórcami musiałby zająć się specjalnie do tego celu stworzony zakład naukowy, lub też musiałaby powstać odpowiednia komórka w jednym z istniejących zakładów.

Brak powiązania nauki z produkcją przejawia się również przy wykonywaniu rysunków wykonawczych konstrukcji stalowych.

Nieprzejrzystość rysunków, wadliwe wymiarowanie, niedostosowanie elementów do możliwości transportowych i składania na budowie, utrudniają pracę traserską, spawanie itp. i powodują przedłużenie wykonawstwa konstrukcji.

Dlatego też konieczne jest szkolenie kadr pracowników technicznych do wykonywania rysunków warsztatowych przy udziale doświadczonych wykonawców konstrukcji stalowych.

IV. Potrzeba kontaktów zagranicznych

Trudności w otrzymywaniu literatury zagranicznej mają ujemny wpływ na rozwój nauki polskiej, który był zahamowany niekorzystnymi warunkami okresu okupacji hitlerowskiej oraz wyżej omówionymi niesprzyjającymi warunkami powojennymi.

Należałoby dążyć do tego, aby wszystkie najważniejsze dzieła zagraniczne ukazujące się w danej dziedzinie techniki trafiały do odpowiednich zakładów naukowych, zespołów katedr lub instytutów naukowych.

Pogłębienie naszej wiedzy przez zapoznanie się techników polskich z literaturą państw demokracji ludowej, a w szczególności z radziecką jest konieczne.

Poza tym należałoby nawiązać kontakt z odpowiednimi instytutami Związku Radzieckiego celem zaznajomienia się z ich dorobkiem naukowym oraz literaturą, oraz celem wymiany wyników badań i osiągnięć techniki w dziedzinie konstrukcji stalowych.

Przy tworzeniu naszej literatury technicznej powinniśmy wykorzystać ogromny wkład naukowy ZSRR w dziedzinie konstrukcji stalowych, a w szczególności spawalnictwa. Ta dziedzina stoi w Związku Radzieckim bardzo wysoko. Wystarczy wymienić tu dzieła Patona, Nikołajewa i Gelmana, Klewonowa, Falkiewicza i Czerniaka, Okarbłowa, Nazarowa itp.

V. Wytyczne do planu prac badawczych

W związku z planem 6-letnim i dalszymi planami nasuwa się konieczność przeprowadzenia badań oraz opracowania tematów naukowych,

które nie tylko ułatwiłyby wykonywanie planów, ale również umożliwiłyby wprowadzenie poważniejszych oszczędności w wykonywaniu konstrukcji stalowych.

W dziedzinie technologii stali konieczne są badania dla rozszerzenia wachlarza gatunków stali i ewentualnie innych metali do zastosowania w konstrukcjach budowlanych, a w szczególności znalezienia stali o wysokiej wytrzymałości nadającej się do spawania. Dziś w pełni nie możemy wyzyskać oszczędności wynikającej z zastosowania stali o wyższej wytrzymałości z tego względu, że używamy ją jedynie do konstrukcji nitowanych. Bardzo ważne będą również badania nad możliwością stosowania na szerszą skalę stali odpornych przeciw korozji w konstrukcjach stalowych w szczególności do zastosowania w elementach o przekrojach cienkościennych jak również w dziedzinie budownictwa wodnego oraz w konstrukcjach, w których konserwacja powłok ochronnych jest utrudniona, np. w słupach linii przesyłkowych wysokiego napięcia prowadzonych w terenie górskim, w wieżach górskich kolejek linowych itd. Próby zastosowania tych gatunków stali w konstrukcjach tak poważnych, jak przegrody dolin, robiono zagranicą jeszcze przed wojną.

W szczególności należałoby przeprowadzić badania nad spawalnością stali odpornych przeciw korozji.

Sprawą nowych gatunków stali nadających się do spawania zajmuje się, jak wspomniano wyżej, Instytut Spawalnictwa i należy przypuszczać, że w swoich badaniach dojdzie w niedługim czasie do pozytywnych wyników.

Drugim zagadnieniem w tej dziedzinie jest sprawa spawania automatycznego, które u nas w konstrukcjach stalowych nie ma szerszego zastosowania, pomimo że daje wyniki lepsze od spawania ręcznego.

Automatyczne spawanie powinno zająć więcej miejsca w naszej literaturze technicznej, a pomocą tu będzie niewątpliwie literatura radziecka. Również należałoby rozszerzyć zastosowanie zgrzewania stali.

Jednym z najpoważniejszych zagadnień konstrukcji spawanych jest zagadnienie skurczu materiałów przy spawaniu i związana z tym kolejność i sposób wykonywania spoin.

Wiemy, że przyczyny katastrof, które miały miejsce z konstrukcjami stalowymi zagranicą, przeważnie leżały w nieodpowiednim materiale i nadmiernych naprężeniach termicznych wskutek spawania.

Sprawa opanowania skurczu jest szczególnie ważna w okresie wprowadzania oszczędności i podnoszenia w związku z tym naprężeń w konstrukcji, a zmniejszania tym samym zapasu na ewentualny niespodziewany wzrost naprężeń termicznych.

Sprawie tych naprężeń poświęca się dużo miejsca w literaturze zagranicznej, należy ją wprowadzić również do naszej literatury.

Temat ten powinien znaleźć oświetlenie w polskiej literaturze nie tylko ze strony świata technicznego ale również ze strony majstrów i spawaczy pracujących bezpośrednio przy wykonywaniu i montażu konstrukcji.

Sprawa laboratoryjnego badania wytrzymałości złączy spawanych w zależności od grubości spoin i wielkości elementów łączonych jest jednym z zagadnień, które umożliwi prawidłowe określenie naprężeń dopuszczalnych w spoinach i ekonomiczne projektowanie.

Opanowanie zagadnień skurczowych, łącznie z wynikami laboratoryjnych badań spoin, umożliwią wyjaśnienie stopnia pewności w konstrukcjach spawanych, a w szczególności kratowych.

Dziedzina wytrzymałości konstrukcji spawanych na obciążenia dynamiczne posiada obszerną literaturę opartą na badaniach zagranicznych. Brak jednak jest zupełnie przepisów lub wytycznych projektowania takich konstrukcji pomimo, że wykonuje się bardzo dużo przemysłowych konstrukcji stalowych pracujących wybitnie na obciążenia zmienne.

W dziedzinie spawalnictwa wysuwa się również konieczność opracowania szczegółowych wytycznych wykonywania konstrukcji stalowych w warsztacie oraz montażu, jak również instrukcji do kontroli wykonania konstrukcji spawanych, opartej na wynikach badań.

Wreszcie w związku z badaniem spoin przy pomocy aparatów Roentgena zachodzi konieczność szkolenia personelu do odczytywania i kwalifikowania wyników prześwietleń oraz opracowania wytycznych.

Do przyspieszenia rozwiązania wymienionych zagadnień przyczyni się niewątpliwie zapowiedziane zarządzeniem PKPG utworzenie nowych katedr Wydziału Spawalnictwa jak również referatów spawalnictwa przy poszczególnych ministerstwach.

Przekroje elementów, które w pierwszym okresie spawania różniły się od nitowanych jedynie tylko tym, że nity zastąpione zostały spoinami, ulegały stopniowemu przeobrażeniu. Najważniejszą zmianą było wprowadzenie zamkniętych przekrojów prętów w dźwigarach kratowych. Przekroje takie są specjalnie korzystne w przestrzennych konstrukcjach kratowych, jak np. mosty suwnic, w których pasy są poddane równoczesnemu działaniu siły osiowej i dwukierunkowemu zginaniu. Przekroje zamknięte z rur ciągnionych znalazły dzięki swoim zaletom statycznym i konstrukcyjnym szerokie zastosowanie w bezprzekątniowych kratownicach przestrzennych, takich jak np. słupy linii przesyłowych, wieże wiertnicze, spadochronowe itp. oraz w rusztowaniach.

Sprawa zastosowania przekrojów zamkniętych do konstrukcji spawanych poruszona była na Kongresie Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa w Gdańsku w grudniu 1949 r., lecz nie znalazła właściwego rozwiązania.

Czy stosowanie takich przekrojów, jako elementów blachownic i jako pasów zwykłych dźwigarów kratowych jest celowe, powinno być tematem badań i dyskusji i to zarówno odnośnie wykonawstwa, jak i ekonomii, odporności przekrojów zamkniętych na wpływy atmosferyczne dla konstrukcji pracujących na otwartym powietrzu itp. Należy więc opracować profile dla konstrukcji spawanych z uwzględnieniem techniki spawalniczej przy współudziale specjalistów walcowników przemysłu hutniczego.

W związku z często spotykającymi się przypadkami wzmacniania konstrukcji znajdujących się pod częściowym obciążeniem, byłoby pożądane zbadanie współpracy elementów wzmacniających z wzmacnianymi przy pomocy spawania.

W dążeniu do oszczędności zużycia stali dotychczasowe przekroje walcowane okazują się za grube dla lekkich konstrukcji.

Zarysowuje się wobec tego w ostatnich czasach dążność do stosowania cienkich przekrojów z blach giętych na zimno. Dobrym rozwiązaniem tego zagadnienia byłoby szczegółowe opracowanie prefabrykowanych elementów ażurowych wykonywanych przy pomocy spawania, a niewątpliwie ekonomiczniejszych od dźwigarów walcowanych.

W tej dziedzinie pożądane byłoby również przeprowadzenie badań, w szczególności dla elementów cienkościennych narażonych na wyboczenie.

Również ważna jest sprawa opracowania profili belek szerokostopowych i jej elementów, co przyczyni się do oszczędności w wykonaniu profili złożonych.

Jako dalsze zagadnienia z dziedziny konstrukcji stalowych wymienić należy badania zamierzone przez poszczególne zakłady naukowe, a mianowicie badania odkształceń ram i łuków oraz badania z zakresu skręcania słupów wysokiego napięcia, jak również konieczność poruszenia na łamach prasy ewentualnego zastosowania metali lekkich w budownictwie.

Należałoby również zająć się badaniem całych zespołów konstrukcyjnych, które tworząc układy przestrzenne niejednokrotnie posiadają znacznie większą nośność niż to wynika z obliczeń układów płaskich.

Metoda nośności granicznej jest metodą, którą obecnie wprowadzamy do obliczeń statycznych konstrukcji stalowych i niewątpliwie ostateczne ustalenie współczynników wymagać będzie przeprowadzenia wielu badań. Wyniki tych badań być może pozwolą na dokładniejsze określenie obecnie przyjętych współczynników, co pociągnie za sobą oszczędność materiału. Celem ściślejszego ustalenia tych współczynników zachodzi konieczność zbadania jak w różnych dzielnicach Polski kształtuje się wielkość szybkości wiatru, grubość pokrywy śnieżnej oraz rozkład temperatur przy jednoczesnym działaniu tych wpływów.

W tym celu należałoby rozwinąć sieć stacji badawczych PIHM, zaopatrzonych w odpowiednią aparaturę pomiarową, zwiększyć ilość obserwacji i ująć je statystycznie.

Podobnie przyjęte obciążenia stałe i użytkowe w budowlach należałoby sprawdzić na podstawie statystyki rzeczywistych obciążeń.

Z prac normalizacyjnych wysuwają się na czoło: sprawa ujednostajnienia oznaczeń na projektach, oraz konieczność opracowania typowych fragmentów konstrukcji dla użytku mniej doświadczonych konstruktorów, jak również profili i konstrukcji cienkościennych i rusztowań rurowych.

Jednocześnie należałoby ustalić normatywy zużycia stali na jednostkę budowy dla bardziej typowych konstrukcji jako wytyczną i sprawdzian ekonomicznego projektowania.

Ponadto należy opracować normę obliczania i projektowania konstrukcji nośnych urządzeń górniczych, takich jak wieże wyciągowe, sortownie, płuczki itd., oraz normę obliczania i projektowania mostów, suwnic, portali, półportali i innych dźwignic, konstrukcje te bowiem mają charakter wybitnie inżynierski, mimo ich specjalnego przeznaczenia.

Przy opracowaniu tych norm trzeba będzie zwrócić specjalną uwagę na współczynniki dynamiczne, które w tego rodzaju konstrukcjach odgrywają bardzo ważną rolę.

W dziale teorii plastyczności należałoby udostępnić przyjętą w normach metodę plastycznego wyrównania momentów do stosowania przy obliczaniu belek ciągłych o nierównych rozpiętościach i ram.

Jednocześnie należałoby naświetlić sprawę obliczania odkształceń przy stosowaniu wymienionej metody.

Wymaga również powiązania w normach PKN metoda nośności granicznej z teorią plastyczności.

W programie prac naukowych najbliższych lat powinno znaleźć się miejsce na omówienie metod i sposobów obliczania szczegółów konstrukcyjnych, jak: obliczanie słupów mimośrodowo ściskanych o zmiennym przekroju, stosowanych w halach budownictwa przemysłowego, obliczanie naroży ram, obliczanie na skręcanie masztów do przewodów wysokiego napięcia itp. Również zagadnienie obliczania silosów oraz zbiorników stałej i zmiennej pojemności do cieczy i gazów powinno być wzięte pod uwagę w programie tych prac.

Jednym z najpilniejszych zagadnień jest sprawa opracowania i wydania podręczników.

W pierwszej kolejności należy opracować podręcznik dla projektantów konstrukcji stalowych, podręcznik wykonawstwa w warsztacie i na budowie oraz kalendarz konstrukcji stalowych.

Podręczniki powinny być oparte nie tylko na literaturze zagranicznej i badaniach naukowych, ale również w jak największym stopniu na do-

świadczeniach naszych wytwórni konstrukcji stalowych.

Wymienione w niniejszym referacie zagadnienia powinny znaleźć się w planie prac naukowych planu 6-letniego i następnych.

Przy opracowaniu tych zagadnień zamiast indywidualnych prac naukowych należałoby jak najszerzej rozwinąć pracę zespołową w ramach katedr, zespołów katedr, instytutów naukowych i klubów racjonalizatorskich przy udziale profesorów, wykładowców, pomocniczych sił naukowych, doktorantów, jak również wybitniejszych fachowców i racjonalizatorów w dziedzinie konstrukcji stalowych, władz budowlanych oraz bardziej uzdolnionych studentów.

Praca ta powinna być prowadzona w zakładach jednej uczelni, jak również w zespołach zakładów jednego typu całego kraju i w laboratoriach warsztatowych.

Należałoby utworzyć jednostki, którym byłyby meldowane poczynania i wyniki prac naukowych, pomysły racjonalizatorskie i nowatorskie z danej dziedziny.

Zakłady produkcyjne powinny nawiązać kontakt z ośrodkami naukowymi, wciągnąć je do współpracy, udostępnić im badania na swoim terenie.

Najpilniejszym zagadnieniem jest umożliwienie zakładom naukowym i badawczym pracy przez opracowanie ramowe zadań i rozdział pomiędzy poszczególne zakłady oraz odpowiednio do nakreślonych zadań przydział dla tych zakładów fachowców i pracowników naukowych.

Opóźnienie w zorganizowaniu placówek naukowych budownictwa stalowego i brak ścisłego kontaktu z wykonawcami będą prowadziły do marnotrawstwa czasu i materiału, których oszczędzanie jest jednym z najważniejszych nakazów przy wykonaniu planu 6-letniego.

Zagadnienia naukowe, wymagające opracowania można ująć w niżej wyszczególnionych działach, przy czym ze względu na ich pilność należałoby je podzielić na trzy grupy, a mianowicie:

1. Prace najpilniejsze.

a. W dziale piśmiennictwa —

- opracowanie podręczników projektowania i wykonawstwa, publikowanie prac naukowych i ciekawszych prac technicznych i pomysłów racjonalizatorskich.

b. W dziedzinie technologii —

- badania nad stałą wysokiej wytrzymałości nadającą się do spawania.

c. W dziedzinie konstrukcji spawanych —

- badania celem opanowania naprężeń skurczowych przy spawaniu, a jako wynik badań opracowanie instrukcji kontroli spawania.

d. Udostępnienie metod i sposobów obliczeń statycznych konstrukcji i jej elementów, i nowe metody —

- obliczenie na wyboczenie słupów o zmiennym przekroju, stosowanych w halach fabrycznych, dalsze badania nad ustaleniem współczynników w metodzie nośności granicznej.

e. W dziedzinie normalizacji —

- opracowanie norm obliczania i projektowania konstrukcji nośnych urządzeń górniczych oraz mostów, suwnic i innych dźwignic, a w szczególności opracowanie przepisów lub wytycznych projektowania konstrukcji spawanych pracujących na obciążenie dynamiczne.

2. Prace drugiej kolejności.

a. W dziale piśmiennictwa —

- jak najszerze omawianie w prasie technicznej ciekawych i ekonomicznie rozwiązanych szczegółów konstrukcji, opracowanie i wykonanie kalendarza konstrukcji stalowych.

b. W dziedzinie technologii —

- badania celem rozszerzenia wachlarza stali i ewentualnie innych metali do stosowania w konstrukcjach stalowych.

c. W dziedzinie konstrukcji spawanych —

- opracowanie właściwych profilów z uwzględnieniem techniki spawalniczej, badania celem podniesienia wykonawstwa konstrukcji spawanych, zbadanie współpracy elementów nowych połączonych przy pomocy spawania ze starymi częściowo obciążonymi.

d. Udostępnienie metod i sposobów obliczeń statycznych konstrukcji i jej elementów —

- obliczanie masztów do przewodów wysokiego napięcia, obliczanie belek ciągłych o różnych rozpiętościach i ram metodą plastycznego wyrównania momentów. Obliczanie silosów oraz zbiorników o stałej i zmiennej pojemności, obliczanie wież wyciągowych oraz mostów suwnic oraz innych dźwignic, ustalenie sposobu obliczania odkształceń przy stosowaniu metody nośności granicznej oraz metody wyrównania momentów, inne zagadnienia z tej dziedziny.

e. Wytyczne użycia lekkich profilów stalowych i opracowanie profilów belek szerokostopowych.

f. Prace normalizacyjne, jak ustalenie oznaczeń na projektach, opracowanie typowych fragmentów konstrukcji do użytku mniej wykwalifikowanych konstruktorów itp.

3. postulaty pod adresem innych nauk.

a) Rozwinięcie ilości stacji badawczych PIHM —

— zaopatrzenie w odpowiednią aparaturę pomiarową, zwiększenie ilości obserwacji i ujęcie statyczne jednocześnie wpływów wiatru, śniegu, temperatury w poszczególnych dzielnicach kraju.

Ujęcie statyczne obciążeń stałych i użytkowych w budowlach na podstawie statystyki rzeczywistych obciążeń.

VI. Kształcenie kadr

Dla wykonania Planu 6-letniego i dalszych planów gospodarczych, jak to wynika z zadań

omówionych w referacie, konieczne jest szkolenie naukowców, inżynierów i techników, jak również majstrów i wykwalifikowanych robotników.

Kształcenie wykwalifikowanych fachowców na różnych poziomach w dziedzinie spawalnictwa znajduje niewątpliwie szersze podstawy w związku z wejściem w życie zarządzenia PKPG o konieczności jak najszybszego stosowania spawania w budownictwie stalowym.

Rozwiązanie tego zagadnienia ułatwi zapowiadane utworzenie katedr spawalnictwa, a w związku z tym zespołów katedr oraz instytutów.

W związku z wprowadzeniem na szerszą skalę kontroli połączeń spawanych przy pomocy aparatów Roentgena, konieczne jest szkolenie personelu do odczytywania fotografii.

DR INŻ. EUGENIUSZ OLSZEWSKI

Wyższe szkolnictwo inżynieryjno - budowlane w Związku Radzieckim

Wykonanie wielkich budowli epoki komunizmu przeobrażających przyrodę na ogromnej części globu ziemskiego nie byłoby możliwe bez licznej, ofiarnej i doskonale przygotowanej kadry naukowej i technicznej. Szczególna opieka, jaką partia bolszewicka otacza wyższe szkolnictwo radzieckie, potężny rozmach jego rozbudowy są już u nas powszechnie znane. Znacznie mniej wiadomości mamy natomiast na temat organizacji i struktury tego szkolnictwa. Sporo materiału w tym zakresie dostarcza wydany przez Ministerstwo Szkolnictwa Wyższego ZSRR „Przewodnik dla kandydatów do szkół wyższych ZSRR w roku 1950” (Moskwa, 1950).

Według „Przewodnika” Związek Radziecki posiada 792 uczelnie wyższe rozrzucone w 265 miastach. Oczywiście największa ilość szkół wyższych znajduje się w Moskwie (89) i Leningradzie (50), ale duża ich część mieści się w miastach średniej wielkości, a nawet mniejszych. Ta dążność do mnożenia ośrodków kulturalnych przeprowadzana jest bardzo konsekwentnie. Tak np. na terenach Zachodniej Ukrainy i Białorusi już 10 miast otrzymało wyższe uczelnie (przeważnie Instytuty Nauczycielskie).

Struktura wyższego szkolnictwa radzieckiego — podobnie jak struktura wielu innych dziedzin życia w ZSRR — nie wykazuje racjonalistycznych tendencji do schematyzmu, przeciwnie, jest dostosowywana do konkretnych różnorodnych miejscowych warunków.

Tak więc obok Uniwersytetów i Politechnik istnieją liczne wyższe szkoły specjalne (tzw. Instytuty) podległe bądź Ministerstwu Szkolnictwa Wyższego, bądź też różnym innym resortom; podział zaś uczelni na wydziały a wydziałów na specjalizacje jest bardzo różnorodny.

W dziedzinie najbardziej nas interesującej — szkolnictwa inżynieryjno-budowlanego i architektonicznego — spotyka się osiem zasadniczych specjalizacji (poza kolejnictwem): budownictwo przemysłowe i miejskie; konstrukcje budowlane przemysłowe i miejskie; drogi i ulice; budownictwo wodne; wodociągi i kana-

lizacje; ogrzewanie, wentylacje i zaopatrywanie w gaz; gospodarka i budownictwo miejskie; architektura¹⁾.

Specjalizacje te występują na poszczególnych uczelniach w różnych kombinacjach.

Tak więc dwanaście uczelni o typie politechnicznym (Baku, Mińsk, Tbilisi, Władywostok, Stalino, Erywań, Lwów, Nowoczerkask, Penza, Taszkent, Tallin i Swierdłowski; niektóre z tych uczelni noszą nazwę Instytutów Politechnicznych, inne — Instytutów Przemysłowych) posiada wydziały Budownictwa, każdy o pewnej ilości specjalności. Zwraca uwagę fakt, że architektura w tych uczelniach nie występuje nigdzie w postaci osobnego wydziału, natomiast wchodzi w 6 przypadkach jako specjalność w skład wydziału Budownictwa. Natomiast dwukrotnie jako osobny wydział spotykamy Budownictwo Wodne. Wydział Budownictwa Instytutu Politechnicznego we Władywostoku posiada specjalność dodatkową: inżynierię leśną. Z dziedzin związanych z budownictwem zwracają uwagę wydziały Technologii Cementu istniejące na 5 uczelniach (Lwów, Nowoczerkask, Tomsk, Swierdłowski, Charków).

Niektóre uczelnie posiadają wydziały inżyniersko-ekonomiczne i inżyniersko-pedagogiczne o różnych specjalnościach, przy czym Uralski Instytut Politechniczny w Swierdłowsku posiada na wydziale inżyniersko-pedagogicznym specjalność budowlaną.

Duża część uczelni posiada poza tym oddziały wieczorowe i zaoczne o różnych specjalnościach. Oprócz tego w Moskwie i Leningradzie istnieją wyodrębnione Wszechzwiązkowe Zaoczne Instytuty, każdy o kilku wydziałach (m. in. Budownictwa).

¹⁾ Zwracam tu uwagę, że pomimo bardzo szczegółowej specjalizacji nie spotykamy się na żadnej uczelni ZSRR z wydzielaniem budownictwa przemysłowego od budownictwa miejskiego. Rzuca to nowe światło na niedostatecznie przemyślane i uzasadnione pomysły powoływania u nas wydziałów budownictwa przemysłowego (por. np. „Inwestycje”, nr 7/1950).

Drugą grupą uczelni kształcących kadry techniczne w zakresie budownictwa są podległe Ministerstwu Szkolnictwa Wyższego ZSRR instytuty budowlane przeważnie o nazwie Instytutów Inżynieryjno-Budowlanych. Jest ich trzynaście: w Moskwie, Leningradzie, Woroneżu, Gorkim, Dniepropietrowsku, Kijowie, Nowosybirsku, Kujbyszewie, Odessie, Połtawie, Rostowie i dwa w Charkowie (inżynieryjno-budowlany i budownictwa komunalnego). W instytutach tych poszczególne specjalności występują bądź w postaci osobnych wydziałów bądź też zgrupowane po kilka w jednym wydziale. Tak więc i architekturę spotykamy bądź jako osobny wydział, bądź też jako specjalność w wydziale Budownictwa. Oprócz specjalności poprzednio wymienionych istnieją też inne: budowlano-technologiczna (produkcja budowlanych elementów i detali), mechaniczna (maszyny budowlane i drogowe, dźwigi i transportery), transport przemysłowy, transport elektryczny. Instytut w Połtawie nosi nazwę Instytutu Inżynierów Budownictwa Wiejskiego i posiada tę jedną specjalność; instytut w Odessie posiada wydział Budownictwa Wiejskiego o specjalnościach: budownictwo wiejskie, architektura. Charkowski Instytut Inżynierów Gospodarki Komunalnej posiada wydział Inżyniersko-Ekonomiczny o specjalności: ekonomika i organizacja gospodarstwa miejskiego.

Ministerstwu Szkolnictwa Wyższego podlegają dalej dwa Instytuty Materiałów Budowlanych (w Kijowie i Czimkencie) oraz pięć Instytutów Samochodowo-Drogowych (w Moskwie, Saratowie, Kijowie, Charkowie i Omsku). Te ostatnie poza specjalnościami już wymienionymi posiadają również specjalności: mosty i tunele oraz budowa samochodów. Poza tym w Moskwie istnieje Wszechzwiązkowy Zaoczny Instytut Przemysłu Materiałów Budowlanych zawierający m. in. wydziały Budownictwa oraz Budownictwa Miejskiego i Drogowego.

Istnieją również trzy Instytuty Inżyniersko-Ekonomiczne (Moskwa, Leningrad, Charków), przy czym instytut moskiewski posiada m. in. specjalności: ekonomika i organizacja przemysłu budowlanego, ekonomika i organizacja gospodarki miejskiej oraz finansowanie i kredytowanie inwestycji.

Kadry techniczno-budowlane szkolone są też na niektórych uniwersytetach, a mianowicie: uniwersytety w Kownie i Rydze posiadają wydziały Budownictwa oraz wydziały Architektury, a uniwersytet w Mołotowie — wydział Techniczny ze specjalnością budowlaną.

Odrębną grupę uczelni wyższych stanowią uczelnie kształcące architektów podległe Komitetowi do Spraw Sztuki przy Radzie Ministrów ZSRR. Tak więc niektóre Instytuty Sztuk Pięknych zawierają wydziały Architektury. Są to instytuty w Leningradzie (przy Akademii Sztuki ZSRR), Wilnie, Kijowie i Tbilisi. Jak

stąd widać, w niektórych miastach architektura jest nauczana na dwóch uczelniach — artystycznej i technicznej.

Oprócz tego w Moskwie istnieje Instytut Architektury podległy Ministerstwu Budowy Miast ZSRR a w Moskwie i Leningradzie podległe temu samemu resortowi Wyższe Szkoły Artystyczno-Przemysłowe zawierające wydziały: Malarstwa Dekoracyjnego, Kamieniarstwa Artystycznego, Artystycznej Obróbki Drzewa, Artystycznej Obróbki Metalu, Artystycznej Ceramiki, Artystycznego Tkactwa.

Pośród szkół technicznych, podległych innym — poza Szkolnictwem Wyższym — resortom, istnieją dwie budowlane podległe Ministerstwu Budownictwa Miejskiego RSFR: Moskiewski Instytut Budownictwa przy Miejskiej Radzie Narodowej i Kazański Instytut Inżynierów Gospodarki Komunalnej.

Wyodrębnioną grupę studiów stanowią uczelnie kształcące inżynierów kolejowych różnych specjalności. Są one niemal wszystkie podporządkowane Ministerstwu Komunikacji ZSRR, tak że spośród szkół typu politechnicznego jedynie Instytut Przemysłowy w Baku posiada wydział Transportu Kolejowego. Instytutów Kolejowych (o różnych nazwach) jest trzynaście: trzy w Moskwie (transportu kolejowego, elektromechanicznego i transportowo-ekonomicznego), dwa w Leningradzie (transportu kolejowego oraz sygnalizacji i łączności) i po jednym w Dniepropietrowsku, Nowosybirsku, Rostowie, Taszkencie, Tbilisi, Tomsku, Chabarowsku i Charkowie. Instytuty te posiadają następujące specjalizacje: budowa dróg żelaznych, mosty i tunele, eksploatacja kolei, łączność i sygnalizacja kolejowa, transport elektryczny, energetyka, mechanika, transport przemysłowy. Moskiewski Instytut Transportowo-Ekonomiczny posiada wydziały: Planistyczno-Ekonomiczny, Handlowy, Finansów i Buchalterii, Transportowo-Spedycyjny. Oprócz tego również charkowski instytut posiada wydział Inżyniersko-Ekonomiczny.

Jak z tego przeglądu widać, kadry techniczne z dziedziny budownictwa, inżynierii, architektury i specjalności pokrewnych są kształcone w Związku Radzieckim na 65 uczelniach różnego typu.

W gospodarce bezplanowej tego rodzaju różnorodność form zewnętrznych oznaczałaby oczywiście chaos. W gospodarce planowej jednak działalność pedagogiczna i naukowo-badawcza poszczególnych uczelni ujęta jest doskonale skoordynowanym planem kształcenia kadr, powiązaniem ściśle z planem zatrudnienia oraz planem badań naukowych. Właśnie to wyższe stadium gospodarki planowej pozwala na tak elastyczne dostosowywanie się do konkretnych warunków, jakie widzimy w strukturze wyższego szkolnictwa radzieckiego.

PROF. DR INŻ. ADAM KURYŁŁO

Kilka uwag o deskowaniu ślizgowym

Artykuł charakteryzuje ustrój i zastosowanie deskowania ślizgowego dla silosa zbożowego o komórkach kwadratowych.

Ułatwienie wykonania wysokich i smukłych budowli żelbetowych zależy w znacznym stopniu od przyjętego typu deskowania. Dla budowli tego rodzaju jak wieże lub silosy nadaje się szczególnie dobrze, wprowadzony w Europie w r. 1927, typ deskowania ślizgowego. Deskowanie ślizgowe drewniane lub stalowe stanowi element konstrukcyjny o określonej, nieznacznej wysokości, który w czasie betonowania przesuwany się równomiernie, w krótkich od-

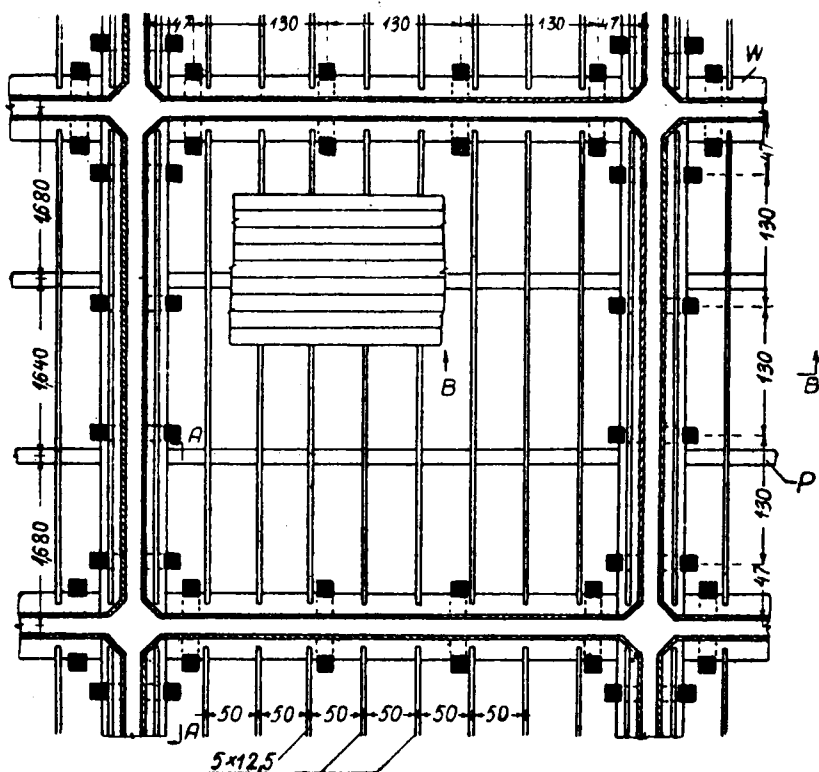
stępach czasu ku górze za pomocą stosowanych, nieskomplikowanych urządzeń.

W związku z budową w r. 1949 silosa zbożowego na Podzamczu we Lwowie, podano w niniejszej notatce charakterystykę deskowania ślizgowego dla silosa o komórkach kwadratowych.

Na ogół deskowanie ślizgowe składa się z trzech zasadniczych części, które stanowią:

2. Elementy do podnoszenia desko-
wania.

Deskowanie ścian silosa wytworzone jest z pionowych 2,5 cm grubości desek o długości około 1,20 m, usztywnionych wieńcami poziomymi W (rys. 1 i 2) w odstępach około 0,60 m. Powstałe w ten sposób



Technical drawing of a mechanical assembly, likely a frame or support structure, showing a cross-section. The drawing includes dimensions in millimeters (mm) and labels for various components.

Dimensions (mm):

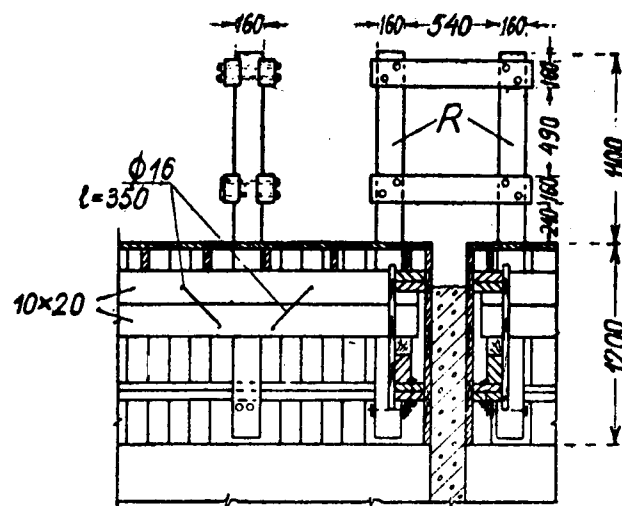
- Overall width: 160
- Overall height: 680
- Top section height: 80
- Section height: 580
- Section height: 80
- Section height: 625
- Section height: 680
- Section height: 175
- Section height: 80
- Section height: 125
- Section height: 25
- Section height: 80
- Section height: 200
- Section height: 600

Labels and Components:

- W:** Label for a hatched area, possibly indicating a weld or a specific material.
- 10x15:** Label for a horizontal beam or plate.
- 10x20:** Label for a vertical support or plate.
- 10x4:** Label for a vertical support or plate.

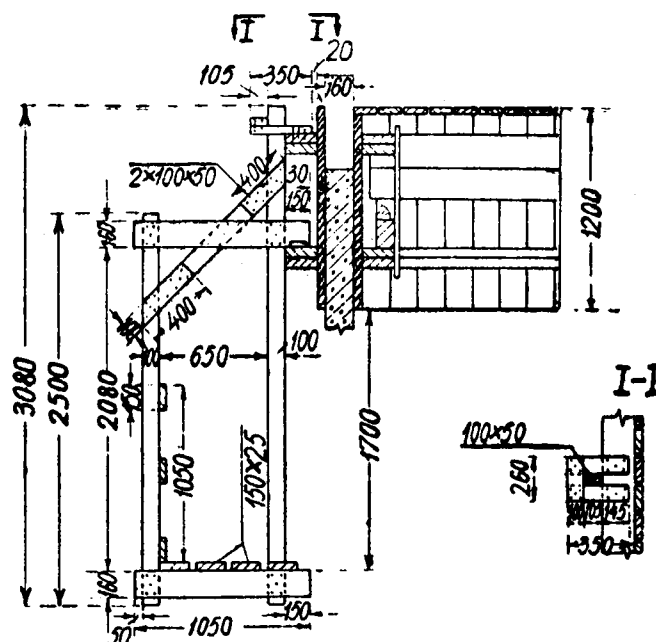
formy dla betonowania ścianek pionowych są u spodu nieco rozszerzone. Formy te, przy pomocy stosownej konstrukcji, zawieszone są na stopniowo przedłużanych pionowych prętach stalowych o średnicy 25 do 28 mm, osadzonych w betonie dolnej części ścianek silosa w odstępach 1,00 do 2,50 m (rys. 7 i 8).

Podwieszenie deskowania wraz z pomostem roboczym umożliwiające jest za pomocą drewnianych ram R (rys. 3 i 9), których słupki przy pomocy przyśrubowanych do nich kątowników podchwytyują górny i dolny wieniec deskowania (rys. 3). Na rys. 9 pokazano inny sposób podwieszenia wieńców deskowania w postaci



stalowych prętów okrągłych, przymocowanych do dolnych steżeń drewnianej ramy.

Przesuwanie ku górze całej konstrukcji deskowania i pomostu roboczego odbywa się za pomocą podnoś-



Rys. 5. Szczegół konstrukcji podnośnika śrubowego.

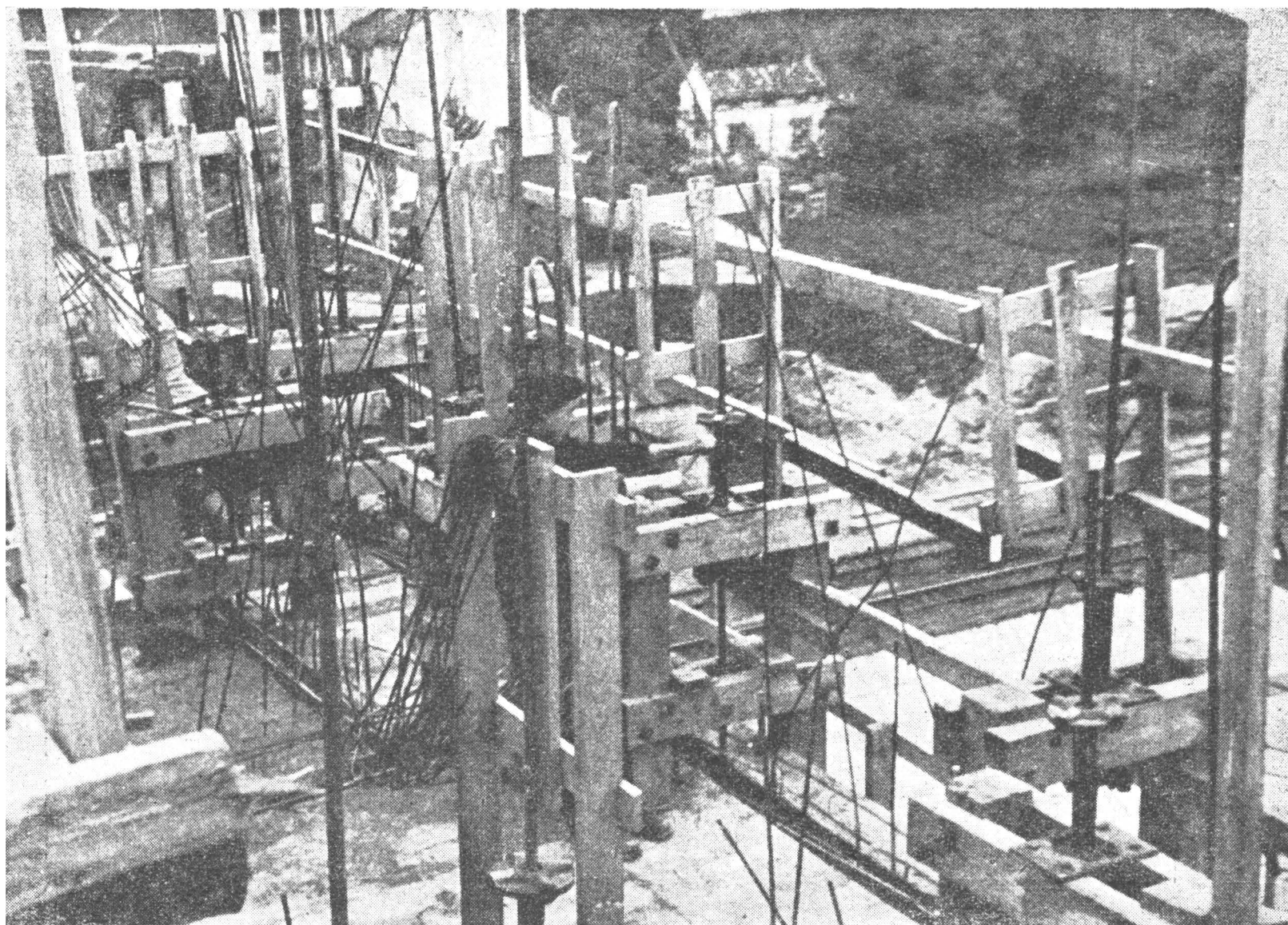
n i k ó w ś r u b o w y c h, umieszczonych na pionowych prętach stalowych, osadzonych w ściankach silosa (rys. 5 i 9).

Częściami składowymi podnośnika są:

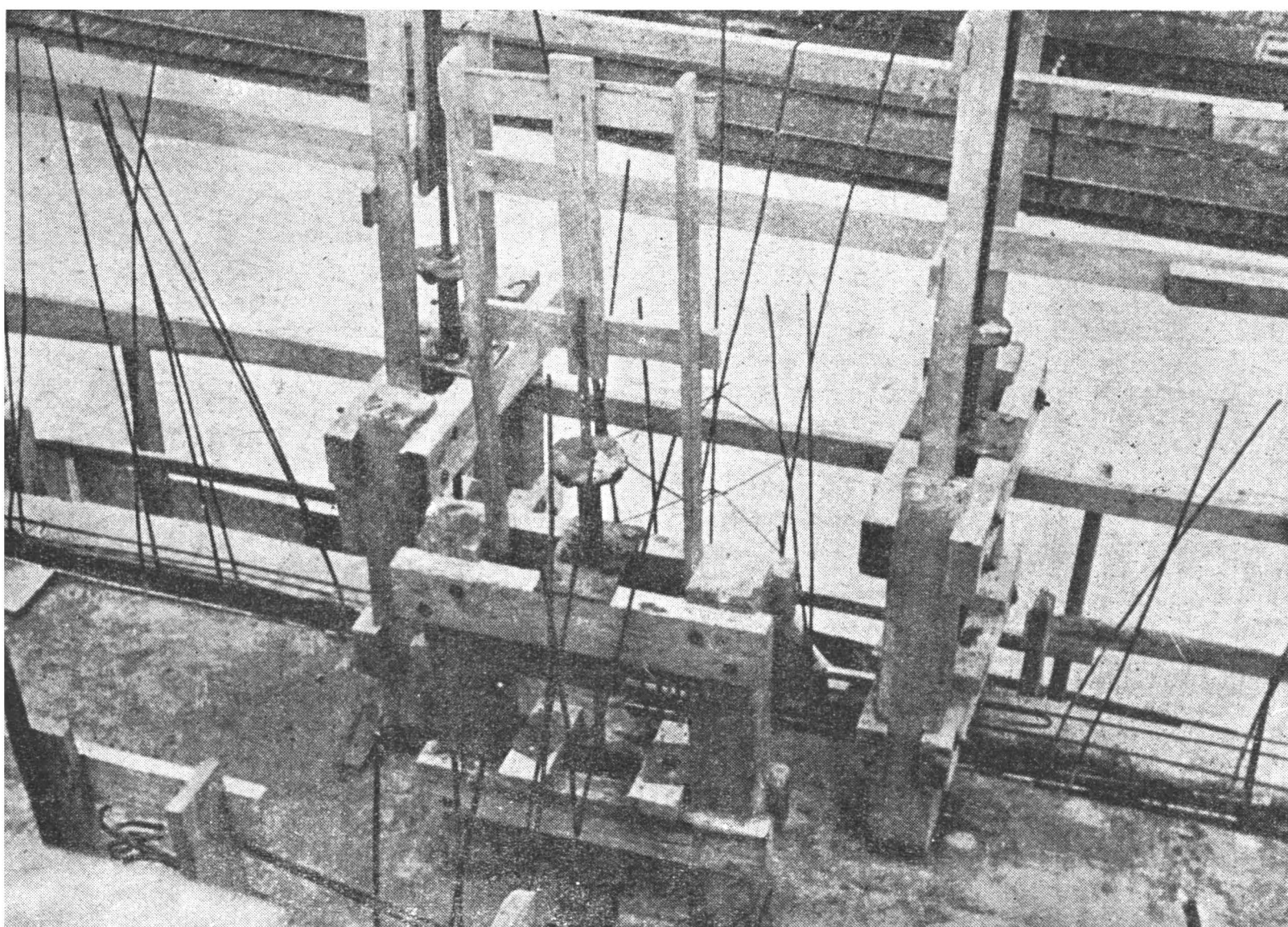
- 1) Ś r u b a z tra-
pezowym gwintem.

2) N a ś r u b e k,
przymocowany do płas-
kownika, opierającego
się na górnych po-
przeczkach ramy drew-
nianej.

- 3) P o d s t a w a ś r u b y, posiadająca u spodu dwa ukośne elementy, przyciskane do pionowego pręta stalowego, przechodzącego wewnątrz wydrążenia śruby, za pomocą 2 sprężyn S (rys. 5).

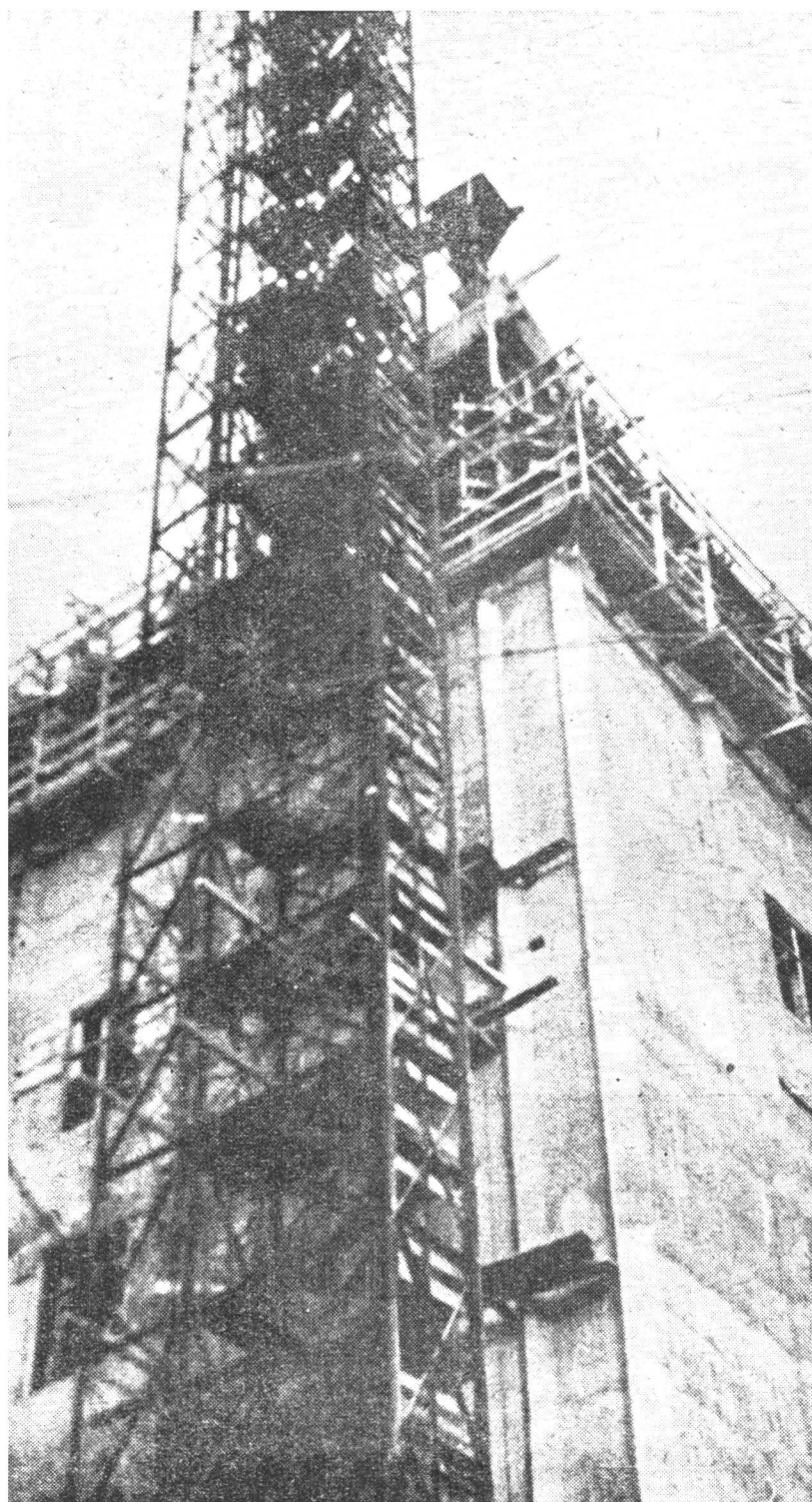


Rys. 7. Szereg urządzeń, podtrzymujących deskowania ślizgowe.



Rys. 8. Rozmieszczenie urządzeń, podtrzymujących deskowanie, na skrzyżowaniu ścianek silosa.

4) Głowa, nasadzona na górną, kwadratową część trzpienia śruby, opatrzona czterema otworami dla zakładania dźwigni w celu umożliwienia obrotu śruby. (Na rys. 7 widać robotnika obracającego trzpień śruby przy pomocy dźwigni).

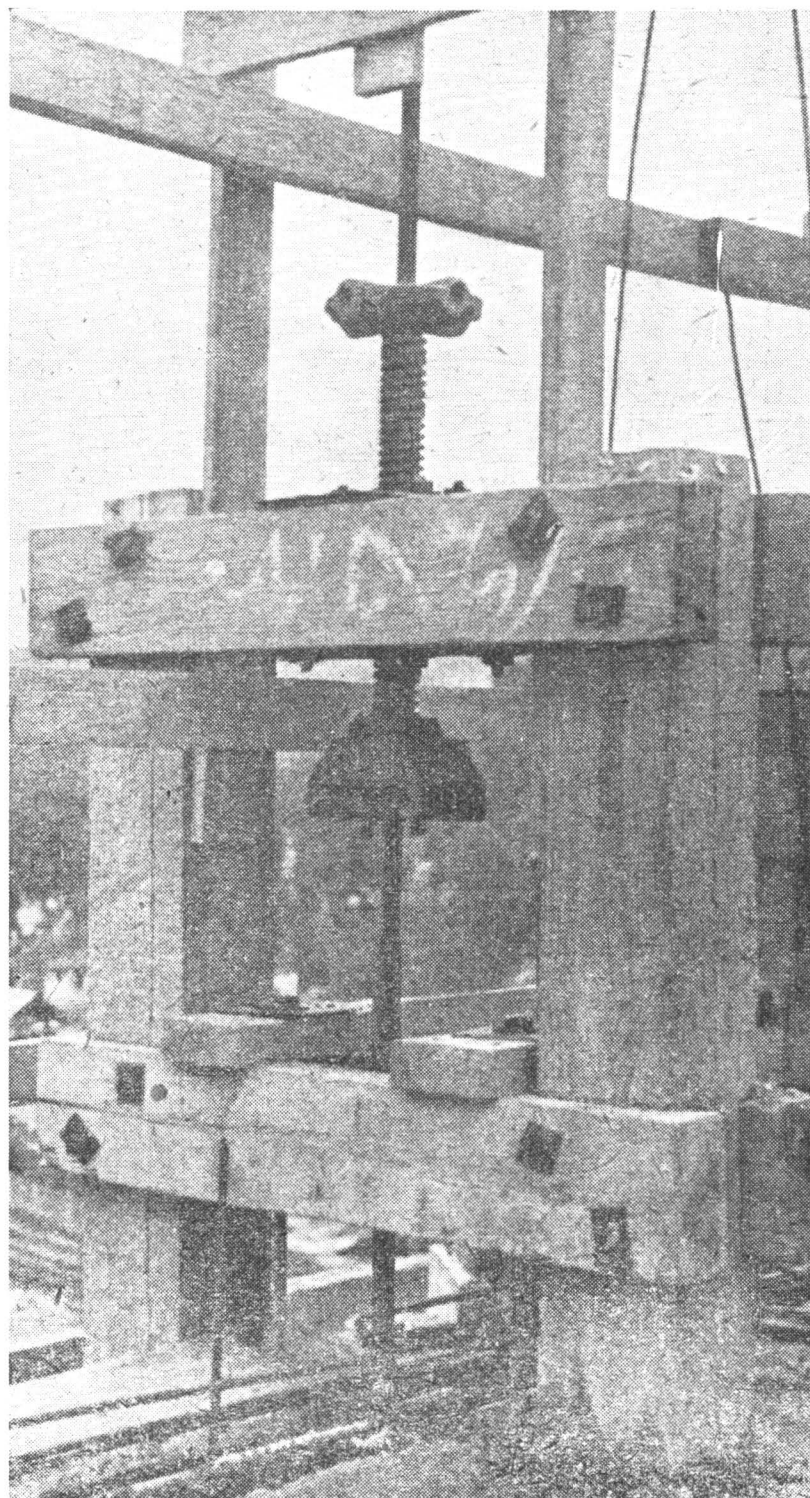


Rys. 6. Widok ogólny zewnętrznego narożnika deskowania ślizgowego i stalowej wieży wyciągowej dla betonu.

Pomost roboczy składa się z podciągów *P* (rys. 1), opierających się na dolnych wieńcach deskowania (rys. 3), żeber w postaci desek na kant w odstępach 0,50 m, opartych na podciągach i górnym wieńcu i szczelnej podłogi z desek 2,5 cm grubości.

Podnośniki śrubowe umocowane są na pionowych prętach stalowych za pomocą ukośnych elementów, przyciskanych sprężynami. Elementy zaciskające nie przeszkadzają przy przesuwaniu podnośników ku górze. Przy obrocie śruby z gwintem trapezowym, spowodowanym obrotem głowy przy pomocy dźwigni, podnosi się naśrubek, a z nim cała podwieszona konstrukcja deskowania i rusztowania, odkrywając stopniowo beton ścianek silosa. Jednorazowy obrót wszystkich śrub podnośników, powodujących podniesienie konstrukcji deskowania o 1 cm, powinien odbywać się prawie równocześnie. Na każdego robotnika, przeznaczonego do czynności obracania, przypada 10 do 12 podnośników.

Prędkość podnoszenia deskowania uwarunkowana jest czasem tężenia betonu i jego wytrzymałością tak, aby podnoszenie mogło odbywać się stopniowo i do pewnego stopnia w sposób ciągły. Przy temperaturze 15 do 20° C średnia prędkość podnoszenia deskowania



Rys. 9. Rama drewniana, podtrzymująca deskowanie wraz z pomostem roboczym i sposób jej zawieszenia na pionowych prętach stalowych o średnicy 25 do 28 mm.

wynosi 1,00 m w ciągu ośmiogodzinnego dnia roboczego.

Roboty końcowe ścianek zewnętrznych silosa wykonywa się z reguły z pomostu, zawieszonego na wieńcach zewnętrznych deskowania (rys. 4 i 6).

Korzyści stosowania deskowania ślizgowego dla wysokich budowli żelbetowych sprowadzają się do następujących punktów:

1) Koszt deskowania w odniesieniu do 1 m² rzutu poziomego zmniejsza się ze wzrostem wysokości budowli.

2) Z powodu praktycznie ciągłego betonowania powierzchnie zewnętrzne nie wykazują przerw i nierówności.

3) Szybkość wykonania budowli, przy zastosowaniu deskowania ślizgowego, znacznie przewyższa tempo robót, osiągnięte przy zwykłych sposobach wykonywania deskowania.

Literatura

1. P. B.: „La nouvelle usine „Astra“ á Asnières“. Construction de silos à arachides de 18.000 m³. „La Technique des Travaux 1936, Nr 1“.
2. F. Böhm: „Aus der Praxis der Gleitschalungen“. Beton u. Eisen 1936, H. 14; 1938, H. 19.
3. W. Buchholtz: „Der Neubau eines 15.500 t grossen Oelsaatensilos in Hamburg“. Beton u. Eisen 1937, H. 21.
4. E. Köhnlein: „Neubau eines 54 m hohen Gleitbausilos für 5000 t Getreide im Osthafen zu Frankfurt a. M.“ Beton u. Eisen 1938, H. 4.

5. H. Dörr: „Neuere Silobauten aus Eisenbeton“. Beton u. Eisen 1938, H. 8.
6. Schuler: „Silobauten mit Stahlschalung im Kletterverfahren. Beton u. Eisen 1939, H. 4.
7. P. Roloff: „Die Eisenbetonbaustelle“. T. III. Berlin 1941.
8. Szełkownikow S. G.: „Podwiżnaja opaľubka“. Moskwa 1947.
9. Gołowin M. G.: „Podwiżnyje formy“. Moskwa 1947.
10. Łuknickij N. N.: Żeliezobetonnyje raboty“. Moskwa 1948.

HALINA CZYŻYŃSKA

Pianobeton – materiał izolacyjno - konstrukcyjny, ważny czynnik budownictwa w planie sześcioletnim

W artykule podane zostały zalety i cechy charakterystyczne pianobetonu sposób produkcji oraz właściwości techniczne pianobetonów wyrabianych w Polsce.

W r. 1950, na skutek deficytu ceramiki czerwonej na rynku budowlanym, nastąpił gwałtowny wzrost zapotrzebowania na materiały lekkie, zastępcze i wszelkie prefabrykaty. Technicy, w poszukiwaniu możliwości szybszego realizowania planu sześcioletniego, sięgnęli przede wszystkim do betonów lekkich, porowatych, — betonów pianowych.

Pianobeton, okryty dotąd mgłą tajemnicy, zaczyna być coraz szerzej stosowany, staje się elementem coraz bardziej potrzebnym ze względu na nieskomplikowaną produkcję, łatwe wykonanie prefabrykatów, oraz zalety techniczne, jak prawie dowolny ciężar i związane z nim przewodnictwo cieplne, wysokie właściwości izolacyjne, akustyczne, dostateczna wytrzymałość oraz łatwość obróbki i stosowania.

W chwili obecnej proces technologiczny produkcji oraz skład emulsji został całkowicie technicznie opanowany. Pianobeton jest produkowany w kilkunastu punktach kraju z różnorodnym zastosowaniem.

Artykuł niniejszy nie dotyczy tzw. „Celolitu“, produkcji firmy Pukiński, opartego na zasadach patentu duńskiego i bardzo skomplikowanych maszynach oraz emulsji również wg patentów duńskich, lecz dotyczy pianobetonów wykonywanych po opracowaniu własnego procesu technologicznego obniżającego przede wszystkim koszt produkcji, według systemu uspołecznionej wytwórni SPB na Kole.

Masowe wprowadzenie na rynek tego materiału pozwoli na zastąpienie materiałów deficytowych w budownictwie, przede wszystkim ceramiki czerwonej, do budowy ścian, stropów, dachów i innych elementów budowlanych, oraz na obniżenie kosztów jednostkowych produkcji. Obniżenie ciężaru elementów budowlanych na budowie umożliwi zatrudnienie w budownictwie mniej rozwiniętych fizycznie kadr, jak młodzież i kobiety. Stosując w szerszym zakresie elementy budowlane z pianobetonu będzie można osiągnąć znaczne zmniejszenie ilości materiałów potrzebnych na jednostkę zabudowaną i równocześnie osiągnąć będzie można poważne obniżenie kosztów transportu pionowego i poziomego.

Dotychczasowa produkcja pianobetonu znajdowała się w rękach prywatnych i oparta była na patencie zagranicznym, silnie strzeżonym przez zainteresowane firmy, wobec czego upowszechnienie produkcji nie mogło nastąpić, a wysoka cena była wynikiem nieznanych kalkulacji.

Cenniki materiałów i elementów budowlanych Ministerstwa Budownictwa na rok 1951 przewidują ceny

pianobetonów w oparciu o jawną kalkulację. Cena pianobetonów, w zależności od wagi (jakości), kształtuje się na dużej budowie od 135 — 175 zł za m³, zaś na budowie małej od zł 170 — 225 za m³. Są to ceny sprzedażne za pianobeton wylewany. Ceny pianobetonu produkowanego w kraju przez firmy prywatne, na podstawie patentu zagranicznego, wahają się od 240 — 480 zł za m³.

Pianobeton, w zależności od swego ciężaru, ma bardzo szeroki wachlarz zastosowań. Powinien odegrać dominującą rolę dla budownictwa wiejskiego i dla budownictwa położonego w dużej odległości od linii kolejowych.

Produkcja pianobetonu może odbywać się na miejscu budowy, przy użyciu miejscowego piasku, z niewielkim nakładem inwestycji na organizację samej wytwórni. W miejscowościach znacznie oddalonych



Rys. 1. Bloki okładzinowe.

od głównych szlaków komunikacyjnych koszt transportu ograniczy się do kosztu transportu cementu i emulsji. W porównaniu z cegłą wynosi to 1/10 wagi elementów potrzebnych do budowy 1 m² ściany¹⁾.

¹⁾ 1 m² ściany o grubości 55 cm waży 0,55.1900 = 1025 kg; zatem na 1 m² ściany trzeba przewieźć 1025 kg cegieł i materiałów do zaprawy.

Na 1 m² ściany z pianobetonu o grubości 25 cm potrzeba przewieźć 100 kg cementu i emulsji.

Poniżej podaję najważniejsze dane dotyczące charakterystyki tego materiału, z którego można wykonywać elementy konstrukcyjne, jak: płyty dachowe, filarki międzyokienne, nadproża itp., zalewać zbrojoną konstrukcję bezpośrednio na budowie. Konstrukcje takie są jednocześnie elementami ocieplającymi. Ściany lub elementy wypełniające należy wykonywać o 40% cieńsze od ścian z cegły, powiększając tym samym jednocześnie przestrzeń życiową mieszkańców.

Charakterystyka pianobetonu. Pianobeton jest to beton porowaty, który można wykonać o ciężarze z góry założonym, może być lżejszy od używanych w budownictwie betonów żuźlowych, trocinowych itp. Jest to materiał ciepłochronny, po związaniu i osiągnięciu pewnej wytrzymałości, dzięki zamkniętej strukturze porów nieprzepuszczalny i nie nasiąkliwy. Współczynnik przewodności cieplnej w wilgotnym powietrzu praktycznie przyjąć można, dla ciężaru 500 kg/m^3 — $0,12 \text{ Kcal/mh}^\circ \text{C}$; dla ciężaru 800 kg/m^3 — $0,240 \text{ Kcal/mh}^\circ \text{C}$.

Jest łatwy w obróbce, cięciu, wierceniu, daje się łatwo przecinać piłą, można wbijać gwoździe, strugać, ociosywać siekierą czy specjalnym przecinakiem. Właściwości izolacyjne i akustyczne podobne są do drzewa. Jest całkowicie odporny na robactwo.

Betony porowate w różnych formach są szeroko stosowane zagranicą.

Wszystkie składniki potrzebne do produkcji są pochodzenia krajowego i w dostatecznej ilości znajdują się w Polsce. Do produkcji potrzeba stosunkowo nieznacznej ilości węgla, co świadczy o zalecie ekonomicznej tego materiału.

Rozróżniamy dwa rodzaje pianobetonu: **piaskowy** i **cementowy**. W skład pierwszego wchodzi cement, piasek, woda i emulsja złożona z kalafonii, kleju i wodorotlenku sodu, w skład drugiego tylko cement, woda i emulsja.

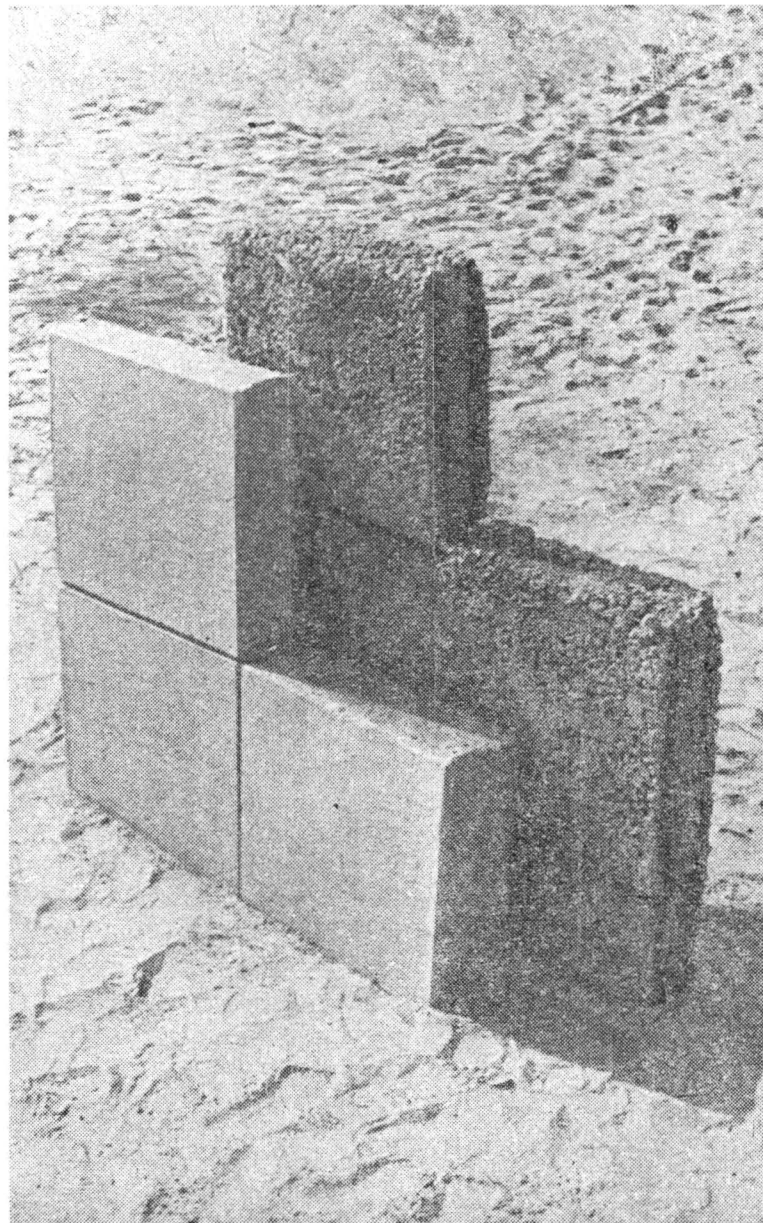
Opis produkcji. Pianobeton produkuje się przy użyciu specjalnych mieszadeł (prosty i tanich w konstrukcji), tzw. pianobetoniarzek.

Do betoniarki wlewa się wodę i emulsję i bije pianę do zupełnej sztywności. Piana powinna posiadać strukturę o bańkach okrągłych, zamkniętych nie zaś wydłużonych. Betoniarkę należy opróżniać stopniowo, zarób transportować ostrożnie bez wstrząsów, wylewać do form z niewielkiej wysokości, celem uniknięcia naruszenia struktury wewnętrznej. Świeży beton należy pozostawić do stwardnienia w zupełnym spokoju. Pianobetonu nie wolno wibrować. Po wylaniu do form nie wolno go bełtać i mieszać kielnią. O ile zachodzi potrzeba należy powierzchnię ściągnąć łata, zaś wyrównywać dopiero następnego dnia po związaniu, a również nie wcześniej przecinać na części. Materiały do wyrobu powinny być najlepszej jakości, cement niezwietrzały „marki 350”. Cementu „250” nie należy stosować, ponieważ często powoduje osiadanie i „zakalce”. Piasek powinien być czysty, drobnoziarnisty, może być rzeczny, jednak lepszy kopalniany, bez domieszek organicznych. Emulsję należy przechowywać w temperaturze powyżej 40°C ; emulsja oziębiona traci w dużym procencie własności pianotwórcze, co powoduje konieczność zwiększenia ilości emulsji, wskutek czego następuje obniżenie wytrzymałości. Zmiany ciężaru nie należy uzyskiwać przez zwiększanie ilości wody; jest to najprostszy sposób którym wykonawcy ułatwiają sobie pracę, lecz jest on szkodliwy dla jakości pianobetonu.

Wyroby pianobetonowe, określonych wymiarów, nie mogą być użyte do budowy wcześniej jak po 8 tygodniach. Długi ten okres wiąże się z właściwością pianobetonu, powolnego przyrostu wytrzymałości, oraz ze względu na zakończenie procesu zmian objętościowych, które są wywołane dużą ilością wody w zarobie i które muszą się całkowicie zakończyć przed użyciem elementów do budowy.

Produkcję należy kontrolować tak pod względem składników, stosunku mieszania, ciężaru objętościowego, jak i obmiaru wyrobów. Próby wytrzymałości

walcowe „16” powinny być wykonywane co 150—200 m^3 produkcji. Kontrola wagi winna być przeprowadzana stale przy pomocy naczynia o stałej objętości, które



Rys. 2. Bloki okładzinowe pianobetonowe i gruzowe.

winno znajdować się przy betoniarce. Polewać wyroby należy przez co najmniej 14 dni. Zasadniczo dalsza pielęgnacja pianobetonu jest taka sama jak betonu normalnego.



Rys. 3. Pianobeton wylewany.

Ciężar użytkowy i zastosowanie. Pianobeton ma bardzo szerokie możliwości stosowania. Nie nadaje się do betonów konstrukcyjnych o dużych naprężeniach. Teoretycznie można uzyskać dowolny ciężar. Zastosowanie zależne jest od ciężaru.

Pianobeton o wadze kg/m³:

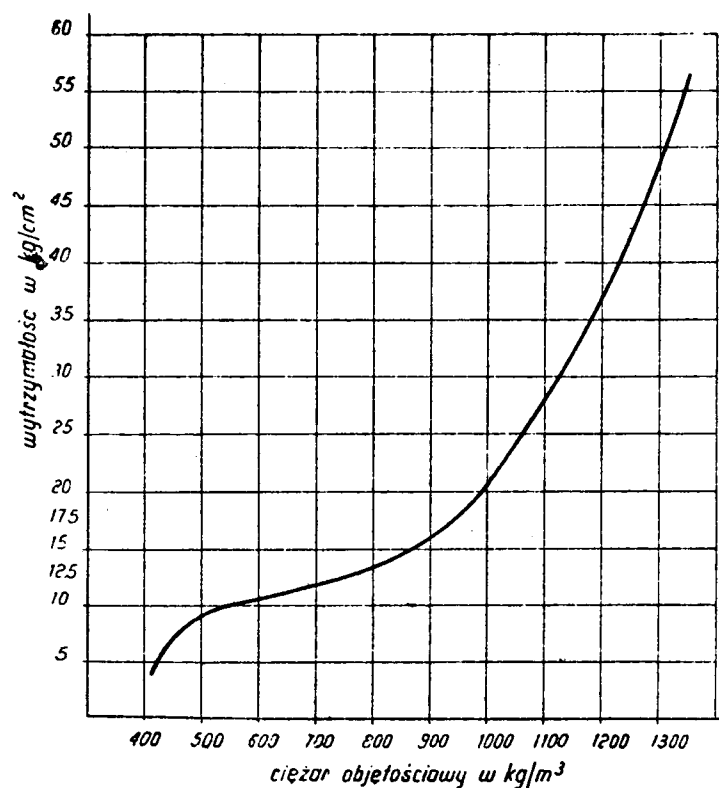
350 — 400 } można używać jako materiał izolacyjny
450 — 500 } w formie płyt lub wylewany.
550 — 600 }

650 — 700 } jako materiał izolacyjno-nośny, na blo-
750 — 800 } ki ścienne, okładzinowe, ścianki dzia-
 łowe, duże elementy wylewane, lub
 mniejsze o wielokrotności cegły, jako
 element izolujący np. w chłodniach,
 jako element wypełniający w kon-
 strukcjach szkieletowych stalowych,
 jako licowanie o specjalnym obrobie-
 niu, na gzymsy, wysoki, okładziny itp.

1200 — 1300 } jako beton konstrukcyjny na bloki noś-
1300 — 1500 } ne, płyty dachowe, filary zbrojone,
 nadproża i inne elementy konstruk-
 cyjne.

Wytrzymałość kostkowa. Wytrzymałość pianobetonu rośnie wolniej i dłużej od betonu normalnego. Wytrzymałość po 8 — 9 miesiącach jest o 80% większa w stosunku do wytrzymałości 28-dniowej. Orientacyjnie wzrost trwa około 2 lat. Charakterystyczny jest gwałtowny skok wytrzymałości począwszy od wagi 950 kg/m³ (patrz wykres na rys. 4).

Za wytrzymałość miarodajną należy przyjmować wytrzymałość po 8 tygodniach.



Rys. 4

Tablica I.

Orientacyjna wytrzymałość kostkowa po 28 i 60 dniach dla różnych ciężarów

Waga kg. m ³	R ₂₈	R ₆₀
500	9,2	11
600	10,12	12
700	11,5	15
800	13	16,5
900	16	23
1000	21	26
1100	28	33
1200	38	50
1300	48	70

Opisywany powyżej pianobeton wyszedł już poza okres eksperymentu. Wprowadzenie go na szerszą skalę do wykonawstwa budowlanego przyniesie znaczne korzyści gospodarcze, ułatwi pracę konstruktorom a przede wszystkim otworzy drogi do organizacji w Polsce wielkiego przemysłu budowlanego. Operowanie materiałem o dowolnym ciężarze gatunkowym, dostatecznej wytrzymałości i wysokich właściwościach izolacyjnych, pozwoli na tworzenie zupełnie nowych elementów składowych budowy o zróżniczkowanych funkcjach oraz pozwoli na stworzenie, przez ich wprowadzenie nowej organizacji pracy, opartej o najnowsze zdobycze naukowe z uwzględnieniem całkowitej mechanizacji wykonawstwa. Już samo wprowadzenie elementów o innych niż cegła wymiarach. pomoże zerwać z tradycyjnym systemem budownictwa zmuszając do tworzenia nowych systemów pracy.

W dalszym rozwoju produkcji pianobetonu należy przenieść z placu budowy do zakładów prefabrykacji, do nowych zakładów odpowiednio zorganizowanych. Da to w wyniku obniżenie kosztów prefabrykatów, a następnie — budowy, dzięki stałej kontroli jakości wyrobów w wytwórniach, ekonomicznemu wyzyskaniu materiału i robocizny oraz uniezależnieniu produkcji od warunków atmosferycznych. Budowa z pianobetonu może być wykonywana siłami niewykwalifikowanymi, przyuczonymi oraz mniej fizycznie wyrobionymi kadrami (kobiety, młodzież).

W okresie zimy stosowanie dużych a lekkich elementów znacznie redukuje procesy mokre na budowie, zmniejsza trud uciążliwej organizacji robót zimowych i ułatwi zachowanie ciągłości pracy przez cały rok, co w efekcie przyspieszy wykończenie samej budowy i oddanie jej do użytku.

Plan Sześcioletni przewiduje wzrost produkcji prefabrykatów i materiałów zastępczych w budownictwie. Pianobeton znajdzie się na pierwszym miejscu wśród nich.

I Kongres Nauki Polskiej musi przyczynić się do pogłębienia ruchu naukowego w Polsce, ugruntowania ideologii postępu na terenie nauki i skryształowania programu nowej organizacji życia naukowego na poszczególnych odcinkach.

Zastosowanie plastycznego wyrównania momentów do obliczania ustrojów żelbetowych statycznie niewyznaczalnych

(ciąg dalszy)

Obszerne wywody na temat plastycznego wyrównania momentów zamieszczone w numerze listopadowym i grudniowym, autor kończy podaniem przykładów praktycznego ich zastosowania.

OBLICZENIA STATYCZNE

Obliczenia plastycznie wyrównanych momentów w konstrukcjach żelbetowych statycznie niewyznaczalnych w zasadzie przeprowadza się według ogólnych zasad teorii plastycznego wyrównania sił i momentów z zachowaniem jednak poprzednio przytoczonych wskazań i warunków granicznych.

Normy radzieckie podają szczegółowe wytyczne obliczeń konstrukcji żelbetowych na podstawie teorii plastycznego wyrównania sił i momentów. Poniżej przytoczymy najważniejsze dane z tych wytycznych.

1) Wyrównanie sił i momentów, wywołane odkształceniami plastycznymi, które następują przed zniszczeniem statycznie niewyznaczalnych konstrukcji żelbetowych, zaleca się uwzględniać przy obliczeniach wytrzymałości, za wyjątkiem przypadków, gdy przedwczesne powstanie rys jest niedopuszczalne lub może wywołać istotne zmniejszenie użytkowych własności konstrukcji.

2) Płyty wieloprzęsłowe stropów żebrowych o stosunku boków pół $\frac{l_2}{l_1} > 2$ zaleca się obliczać w polach środkowych i na krawędziach podpór środkowych

wzorami: $M = \frac{(g+p)l^2}{16}$, w przęsłach skrajnych

z wzoru $M = \frac{(g+p)l^2}{11}$ a na krawędzi drugiej

podpory od końca wzorem $M = \frac{(g+p)l^2}{14}$.

Dopuszcza się przyjmowanie i innego stosunku pomiędzy momentami pod warunkiem jednak, aby momenty obliczeniowe na krawędziach podpór i w prze-

śłach nie były mniejsze od $M = \frac{(g+p)l^2}{24}$ i ażeby

połowa sumy bezwzględnych wartości momentów podporowych zwiększona o moment w przęśle stanowiła

nie mniej niż: $M = \frac{(g+p)l^2}{8}$.

Przy płytach połączonych monolitycznie z belkami za rozpiętość obliczeniową płyty przyjmuje się rozpiętość w świetle pomiędzy bocznymi krawędziami belek; przy oparciu końca płyty na murze lub innej konstrukcji, rozpiętość obliczeniową liczy się od punktu poza krawędzią podparcia odległego nie mniej niż na grubość płyty i nie mniej niż od rzeczywistego środka podpory. W przypadku istnienia wieńców na murach rozpiętość obliczeniową liczy się w świetle pomiędzy krawędziami belek i wieńca.

3) Płyty prostokątne, posiadające podpory wzdłuż wszystkich czterech krawędzi, przy stosunku przęsła o większej rozpiętości l_2 do przęsła o mniejszej roz-

piętości l_1 nie większym od dwóch ($\frac{l_2}{l_1} \leq 2$) oblicza się z wzoru:

$$k(g+p) = \frac{12}{l_1^2} \frac{l_2 (2M_1 + M_I + M_I') + l_1 (M_2 - M_I + M_{II} + M_{II}')}{1}$$

gdzie l_1 i l_2 — rozpiętości, ustalone zgodnie z punktem 2.

M_1 — moment łamiący przęsłowy na jednostkę długości przekroju prostopadłego do rozpiętości l_1 .

M_2 — moment łamiący przęsłowy na jednostkę długości przekroju prostopadłego do rozpiętości l_2 .

M_I i M_I' — momenty łamiące na jednostkę długości przekrojów podporowych prostopadłych do rozpiętości l_1 .

M_{II} i M_{II}' — momenty łamiące na jednostkę długości przekrojów podporowych prostopadłych do rozpiętości l_2 .

Moment podporowy przyjmuje się różny od zera w tych przypadkach, gdy płyta na odpowiedniej krawędzi jest utwierdzona lub przechodzi w następne przęsło. Przy swobodnym podparciu płyty odpowiednie momenty podporowe przyjmuje się równe zeru.

Płyty swobodnie podparte wzdłuż wszystkich czterech krawędzi, w których wszystkie pręty zbrojenia doprowadza się bez odgięć do podpór, oblicza się wg wzoru:

$$k(g+p) = \frac{6}{l_1^2} \frac{(4l_2 M_1 + l_1 (3M_2 - M_1))}{3l_2 - l_1}$$

Stosunek pomiędzy momentami łamiącymi dla różnych przekrojów płyty zaleca się przyjmować w zależności od momentów pracy płyty jako ustroju sprężystego i momentów konstrukcyjnych w następujących granicach:

Przy $\frac{l_2}{l_1}$	$\frac{M_2}{M_1}$	$\frac{M_I}{M_1}$ i $\frac{M_I'}{M_1}$	$\frac{M_{II}}{M_1}$ i $\frac{M_{II}'}{M_1}$
od 1,5 do 2,0	od 0,1 do 0,5	od 1 do 2	od 0,15 do 0,75
„ 1,0 „ 1,5	„ 0,3 „ 1	„ 1 „ 2,5	„ 0,5 „ 2,5

Zbrojenie dolne rozkłada się wzdłuż szerokości przęsła na trzy pasy, przy czym dwa skrajne pasy przyjmuje się o szerokości po 0,25 l_1 . Wzdłuż pasów środkowych zbrojenie układa się zgodnie z obliczeniem. Ilość zbrojenia na jednostkę szerokości pasów skrajnych zaleca się przyjmować dwukrotnie mniejszą niż w równoległym do nich pasie środkowym, lecz w ilości nie mniejszej niż trzy pręty na 1 m. Wkładki nad podporami układa się na całej szerokości przęsła w równych odstępach, lecz bez zmniejszenia ilości w pasach skrajnych.

4) W płytach zakończonych wzdłuż wszystkich krawędzi na belkach monolitycznie z nimi połączonych wg punktu 2 i 3, należy mając na uwadze nieuwzględniony w obliczeniu dodatkowy współczynnik bezpieczeństwa, zmniejszać we wszystkich przekrojach obliczone przekroje zbrojenia;

- a) w polach środkowych płyt w przęsłach i nad podporami o 20%,
 b) w przęsłach skrajnych płyt i nad drugimi od końca podporami w zależności od stosunku rozpiętości l_k (mierzonej wzdłuż żeber pomiędzy podciągami) do rozpiętości l mniejszej pomiędzy żebrami:

przy $\frac{l_k}{l} \leq 1,5$ — o 20% i przy $1,5 < \frac{l_k}{l} \leq 2,0$ — o 10%.

Przy $\frac{l_k}{l} > 2$ zmniejszać zbrojenia w przęsłach skrajnych nie należy.

5) W ustrojach statycznie niewyznaczalnych składających się z prętów (belki, ramy itd.) wyrównanie momentów i sił wywołane plastycznymi odkształceniami wyraża się zmianą wielkości dodatkowych niewiadomych, odpowiadającą otwarciu się przegubów plastycznych w tych miejscach, gdzie zbrojenie przed zniszczeniem konstrukcji osiąga granicę plastyczności.

6) W belkach ciągłych o dowolnym stosunku rozpiętości przęseł, pod warunkiem, że w przekrojach podlegających obliczeniu, procent zbrojenia wynosi nie więcej niż 60% granicznego, wyrównanie momentów, wywołane odkształceniami plastycznymi może być uwzględnione w następujący sposób:

a) W zwykły sposób jak dla układu sprężystego, wyznacza się momenty od obciążenia użytkowego dla każdego niekorzystnego jej rozmieszczenia (dla największych momentów przęsłowych w przęsłach nieparzystych i dla najmniejszych momentów podporowych w przęsłach nieparzystych i parzystych) i dla działającego równocześnie obciążenia stałego.

b) Wykresy jak dla układu sprężystego, wykreślone dla niekorzystnych obciążeń, przekształca się w wykresy wyrównanych momentów, przez dodanie do każdego z nich wykresu momentów wywołanych odkształceniami plastycznymi (dodatkowy wykres). Dodatkowe wykresy w każdym przęśle liniowe. Rzędne tych wykresów na podporach mogą być wyznaczone w pewnych granicach dowolnie, przy czym dla każdego obciążenia ustala się odrębny wykres dodatkowy. Wykres dodatkowy należy ustalać tak, aby w otrzymanym wykresie wyrównanych momentów, największe momenty obliczeniowe były nieco mniejsze niż w wykresie odpowiadającym układowi sprężystemu. Rys. 4 podaje wyznaczenie wykresu momentów z uwzględnieniem plastycznego wyrównania momentów. W celu uniknięcia przedwczesnego otwarcia się rys zaleca się (z reguły) zmniejszać w ten sposób momenty obliczeniowe nie więcej niż o 30%.

c) Do obliczenia przekrojów służą momenty z wykresów plastycznie wyrównanych momentów.

Dobranie dodatkowych wykresów należy wykorzystać w ten sposób, aby otrzymać konstrukcję o mniejszym zużyciu materiału (w szczególności zbrojenia); uzyskać w miarę możliwości standaryzację zbrojenia (w różnych przęsłach i różnych kondygnacjach), a w niektórych przypadkach dla zmniejszenia ilości zbrojenia (na przykład na podporach podciągów) i ułatwienia betonowania.

7) Dla drugorzędnych belek ciągłych, obliczonych na obciążenie ciągłe, jeżeli rozpiętości sąsiednich przęseł nie różnią się od siebie więcej niż o 10%, zezwala się na ograniczenie się następującym obliczeniem uproszczonym.

Momenty obliczeniowe w przęsłach środkowych i nad środkowymi podporami określa się wg wzoru:

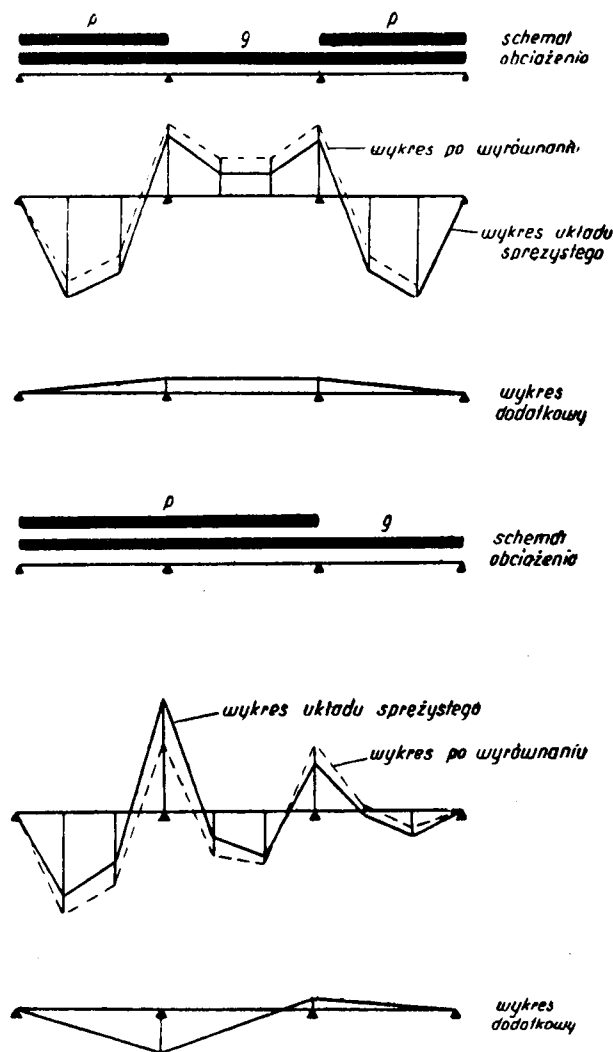
$$M = \frac{(g + p) l^2}{16},$$

gdzie l — odległość w świetle pomiędzy podciągami.

W przęśle skrajnym i na drugiej od końca podporze moment obliczeniowy oblicza się wg wzoru:

$$M = \frac{(g + p) l^2}{11},$$

gdzie l — odległość od bocznej powierzchni podciągu do środka podpory na ścianie, a w przypadku istnienia wieńca l — odległość w świetle pomiędzy podciągami i wieńcem. Jeżeli sąsiednie przęsła są różnej długości lecz różnica nie przekracza 10%, to moment podporowy określa się dla przęsła o większej rozpiętości.



Rys. 4

Wykresy momentów w przęsłach wykreśla się w następujący sposób:

a) najmniejsze we wszystkich przęsłach środkowych według paraboli, odpowiadających obciążeniu

sprowadzonego obciążenia stałego $g' = g + \frac{p}{4}$ i prze-

chodzącym przez punkty szczytowe obliczeniowych rzędnych podporowych, a w przęsłach skrajnych wg trójkątów, zaczynających się na największej rzędnej podporowej i schodzących do zera na odległości od niej równej

$$\frac{g + p}{g + p/4} \cdot \frac{l}{8}$$

b) największe — według paraboli, odpowiadających działaniu obciążenia stałego i użytkowego i posiadające wierzchołki na największych rzędnych momentu dodatniego w każdym przęśle, a mianowicie w przęsłach skrajnych — na $0,425 l$ od wolnopodpartego końca, a w pozostałych przęsłach — w środku przęsła.

Siły poprzeczne na końcach przęseł skrajnych są równe przy pierwszej podporze $0,4(g + p)l$, przy drugiej podporze $0,6(g + p)l$. We wszystkich pozostałych przęsłach siły poprzeczne określa się jak dla belki wolnopodpartej.

8) Zezwala się na uwzględnienie plastycznego odkształcenia również przy obliczaniu ram, jednak dodatkowe wykresy należy ustalać na podstawie obli-

czeń. Ustalając miejsca przegubów plastycznych i wielkości ich otwarcia się, należy mieć na uwadze, że środek przegubu należy umieszczać nie w osi pręta, lecz w środku strefy ściskanej przekroju.

Plastyczne przeguby można rozmieszczać tylko w tych przekrojach dla których

$$kN + F_z Q_r - F'_z, \quad Q_r \leq 0,3 bh_o R_m,$$

Przekroje słupów w których $kN + F_z Q_r$

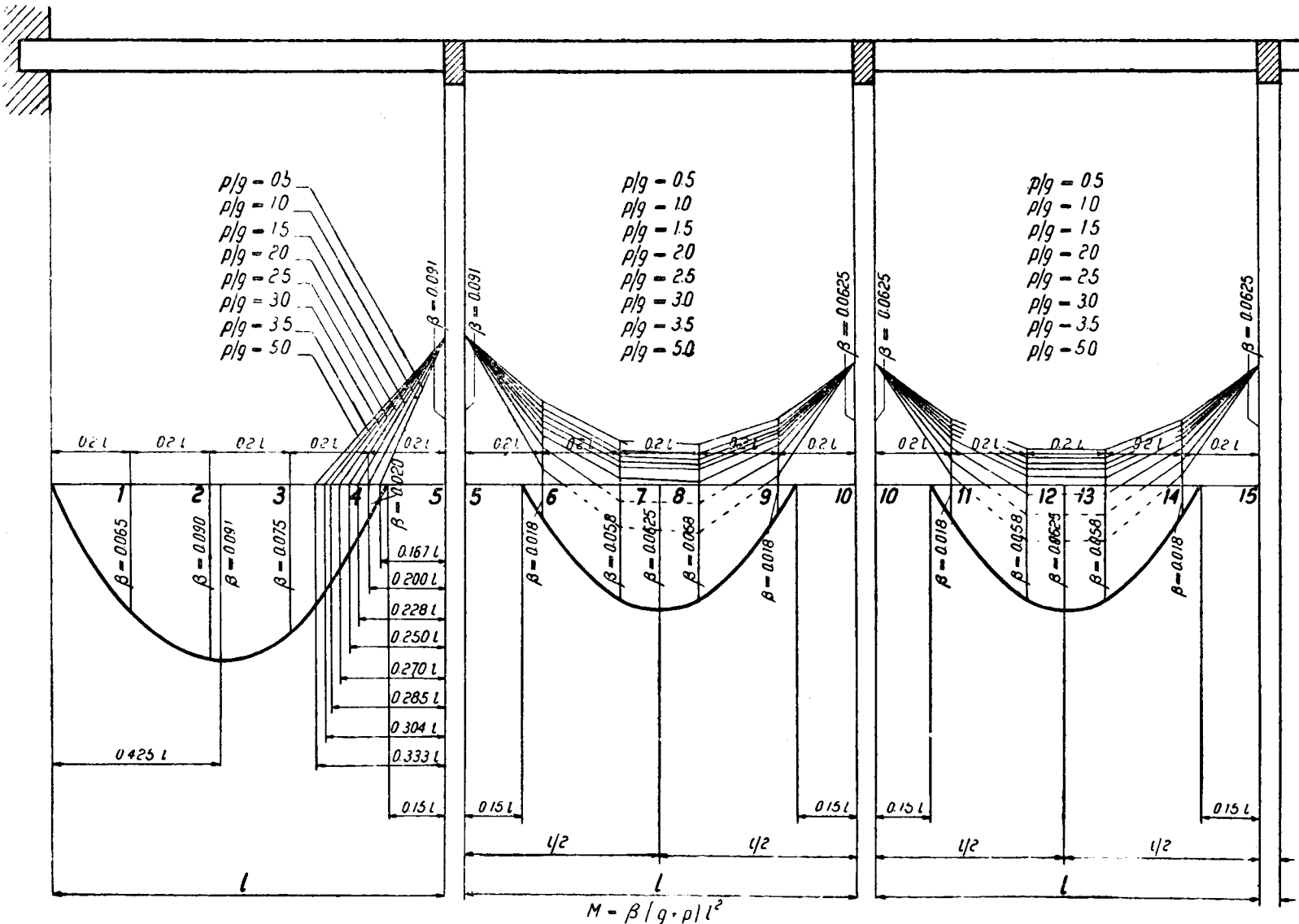
$- F'_z Q_r > 0,3 bh_o R_m$, winny być sprawdzone, nie tylko na największe siły i momenty, odpowiadające wyrównanym wykresom, lecz i na największe siły i momenty jakie powstają w ustroju sprężystym.

Dla wykreślenia wykresu największych momentów dla drugorzędnych równoprzęślowych belek ciągłych monolitycznych stropów żebrowych z uwzględnieniem plastycznego wyrównania momentów można posługiwać się poniżej podaną tablicą III i rysunkiem (rys. 5) opracowanym przez KTIS.

Tablica III.

Wartości dla wykreślenia wykresu najmniejszych momentów
 belek wieloprzęślowych o równych przęsłach przy uwzględnieniu plastycznych odkształceń.
 Liczba porządkowa punktów

p/g	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	0,091	−0,025	+0,011	+0,016	−0,008	−0,0325	−0,003	+0,028	+0,028	−0,003	−0,0625
1,0	0,091	−0,033	+0,005	+0,001	−0,018	−0,0625	−0,013	+0,013	+0,013	−0,013	−0,0625
1,5	0,091	−0,041	−0,014	−0,008	−0,024	−0,0625	−0,019	+0,004	+0,004	−0,019	−0,0625
2,0	0,091	−0,045	−0,020	−0,014	−0,028	−0,0625	−0,023	−0,003	−0,003	−0,023	−0,0625
2,5	0,091	−0,048	−0,023	−0,017	−0,031	−0,0625	−0,025	−0,007	−0,007	−0,025	−0,0625
3,0	0,091	−0,050	−0,027	−0,022	−0,033	−0,0625	−0,028	−0,010	−0,010	−0,028	−0,0625
3,5	0,091	−0,052	−0,030	−0,025	−0,035	−0,0625	−0,029	−0,013	−0,013	−0,029	−0,0625
4,0	0,091	−0,053	−0,032	−0,026	−0,036	−0,0625	−0,030	−0,015	−0,015	−0,030	−0,0625
4,5	0,091	−0,054	−0,033	−0,028	−0,037	−0,0625	−0,032	−0,016	−0,016	−0,032	−0,0625
5,0	0,091	−0,055	−0,035	−0,029	−0,038	−0,0625	−0,033	−0,018	−0,018	−0,033	−0,0625



Rys. 5

Moment w dowolnym przekroju równa się:

M = \beta (g + p) l^3

Wartości \beta w pięciu punktach każdego przęsła dla wykreślenia wykresu największych momentów podane są na rysunku (rys. 5), a wartości \beta dla wykreślenia wykresu najmniejszych momentów w zależności od stosunku p/g podane są w tablicy III. Na rysunku tym ponadto są podane wartości

(g + p) / (g + l / 4 p) \cdot l / 8

(dla różnych stosunków p/g) dla wykreślenia wykresu najmniejszych momentów w przęśle pierwszym.

Oszczędność stali.

Porównując normę naszą PN/B-199 z normą radziecką w zastosowaniu do płyt stropów żebrowych i belek drugorzędnych, możemy obliczyć ile procent oszczędności stali w stosunku do naszych norm daje plastyczne wyrównanie momentów.

Dla otrzymania cyfr porównawczych przyjmujemy, że jeżeli dla teorii plastycznego wyrównania rozpiętością obliczeniową będzie l_0 — rozpiętość w świetle pomiędzy żebrawi, to dla PN/B-199 rozpiętością obliczeniową będzie rozpiętość podporowa l = l_0 + b, gdzie b — szerokość przekroju żebra: Z dostatecznym przybliżeniem możemy przyjąć, że b = 0,07 l.

Momenty podporowe na krawędzi żebrow dla obliczenia wg PN/B-199 możemy obliczyć na podstawie momentów obliczonych w osiach podpór z wzoru:

M_p = M \cdot Q_0 \cdot \frac{b}{2}, gdzie Q_0 — siła poprzeczna przy podporze i M — moment w osi podpory.

Porównując otrzymane wartości momentów dla obu teorii w tych samych przekrojach i przyjmując, że ilości stali są wprost proporcjonalne do momentów, możemy oszczędności wynikające ze stosowania plastycznego wyrównania momentów podać jako procenty w stosunku do stali potrzebnej według PN/B-199. Wyniki zestawiono w tablicy IV.

Tablica IV

Rodzaj momentu	Mianowniki m do wzoru na momenty		Oszczędność w % przy uwzględnieniu plast. wyrównania momentów	Oszczędność w % z uwzględnieniem plast. wyrówn. momentów i dodatkowej wytrzymałości nie ujętej obliczeniem
	w g PN/B-199 M = \frac{gl^2}{m}	w g teorii plast. wyrówn. momentów M = \frac{gl_0^2}{m}		
Moment w pierwszym przęśle	11	11	13,4	13,4
Momenty w przęsłach środkowych	15	16	18,0	34,4
Moment nad drugą podporą	9	14	35,5	35,5
Momentu nad pośrednimi podporami	10	16	37,3	49,8

Analizując wyniki zestawione w tablicy IV, i uwzględniając najczęściej stosowany zasięg zbrojenia na momenty dodatnie i ujemne i przyjmując, że

przęsła skrajne przeciętnie stanowią 20% długości płyt lub belek stropów żebrowych możemy dojść do wniosku, że dla płyt otrzymujemy przeciętną oszczędność na stali wkładek nośnych około 33% (uwzględniając również redukcję zbrojenia na podstawie dodatkowej wytrzymałości płyt nie ujętej obliczeniem) i dla belek około 20%. Jak z tego wynika oszczędności stali, jakie można uzyskać przez zastosowanie do obliczeń konstrukcji żelbetowych teorii plastycznego wyrównania momentów, są bardzo poważne.

Przykład obliczeń płyty i belki drugorzędnej (żebra), wg teorii plastycznego wyrównania momentów.

Założenia ogólne.

Odstęp osiowy żebrow 2,20 m. Odstęp od osi skrajnego żebra do lica podciagu 2,10 m. Odstęp osiowy podciągów 5,50 m. Odstęp osi skrajnego podciagu do lica ściany 5,50 m. Płyta i żebra na skrajnych podporach oparte na ścianach murowanych. Płyta 9-przęsłowa, żebra 6-przęsłowe. Posadzka z gładzi cementowej grub. 2,5 cm. Tynk od spodu cementowo-wapienny grub. 1,5 cm.

Obciążenie użytkowe p = 550 kg/m^2
Obciążenie stałe g:
gładź cementowa 0,025 \cdot 2100 = 53 „
Płyta żelbetowa (przyjmując wstępną grubość płyty h = 8 cm) 0,08 \cdot 2400 = 192 „
Tynk od spodu 0,015 \cdot 1900 = 29 „
razem g = 274 kg/m^2
p = 550 kg/m^2
obciążenie całkowite q = g + p = 824 kg/m^2

P ł y t a. Schemat obliczeniowy. Stosunek długości

boków płyty \frac{l_y}{l_x} = \frac{5,50}{2,20} = 2,5 > 2, wobec powyższego płytę

oblicza się i konstruuje jako pracującą jednokierunkowo. W kierunku obliczeniowym płyta posiada 9 równych lub prawie równych przęseł.

Rozpiętość obliczeniową przęseł środkowych przyjmuje się równą odstępowi żebrow w świetle l_0 = l - b, gdzie l — osiowy odstęp żebrow i b — szerokość żebra.

Szerokość żebra przyjmujemy orientacyjnie b = 22 cm, wtedy rozpiętość obliczeniowa płyty l_0 = 2,20 - 0,22 = 1,98 m.

Ponieważ podporą skrajną płyty jest ściana ceglana, to jako rozpiętość obliczeniową przyjmuje się odległość pomiędzy krawędzią żebra i krawędzią ściany dodając połowę grubości płyty,

l'_0 = l_0 + \frac{h}{2} = 2,10 - \frac{0,22}{2} + \frac{0,08}{2} = 2,03 m.

Obliczenie momentów

Płytę obliczamy przyjmując pas płyty o szerokości 1 m. Wówczas obciążenie na 1 m płyty równa się obciążeniu płyty na 1 m^2 (p = 550 kg/m^2, g = 274 kg/m^2).

Momenty w przęsłach skrajnych:

M_I = \frac{(g + p) l_0'^2}{11} = \frac{824 \cdot 2,03^2}{11} = 310 kgm.

Ponieważ przęsła są nierównej rozpiętości przyjmujemy przęsło o większej rozpiętości.

Momenty w przęsłach skrajnych:

M'_{pod} = - \frac{(g + p) l_0'^2}{14} = - \frac{824 \cdot 2,03^2}{14} = - 244 kgm.

Momenty w przęsłach środkowych i na podporach środkowych:

M_{prz} = M_{pod} = \frac{(g + p) l_0'^2}{16} = \frac{824 \cdot 1,98^2}{16} = 203 kgm.

Współczynnik bezpieczeństwa:

Ponieważ $\frac{p}{g} = \frac{550}{274} > 2$ współczynnik bezpieczeństwa

wg PN/B-199 przy zginaniu wynosi $s = 1,6 \cdot 1,1 = 1,76$. Przyjmujemy markę betonu $R_w = 110 \text{ kg/cm}^2$ i odpowiadające $R_m = 100 \text{ kg/cm}^2$ i stal o granicy plastyczności $Q_r = 2500 \text{ kg/cm}^2$. Wysokość użyteczna płyty $h_1 = h - a = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ cm}$.

Obliczenie przekrojów wkładek.

Przęsło skrajne. Moment łamiący.

$$I M = S \cdot M = 1,78 \cdot 310 = 550 \text{ kgm}$$

$$r_0 = \frac{h_1}{\sqrt{\frac{I M}{b \cdot R_m}}} = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{55000}{100 \cdot 100}}} = 2,77$$

$$\text{lub } S_b = \frac{I M}{b h_1^2 R_m} = \frac{55000}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 100} = 0,13$$

odpowiadająca wartość $\varphi = 0,926$ i $\alpha = 0,14$

$$\beta_r = \frac{Q_r}{R_m} = \frac{2500}{100} = 25$$

$$\mu = \frac{\alpha}{\beta_r} = \frac{0,14}{25} = 0,006$$

$$\mu_g = 0,018 \quad 0,6 \mu_g = 0,0108 > 0,0056$$

$$F_z = \mu b h_1 = 0,0056 \cdot 100 \cdot 6,5 = 3,64 \text{ cm}^2 \text{ lub}$$

$$Z = \varphi \cdot h_1 = 0,926 \cdot 6,5 = 6,0 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{I M}{Q_r Z} = \frac{55000}{2500 \cdot 6,0} = 3,67 \text{ cm}^2$$

Druga podpora

$$I M = 1,78 \cdot 244 = 435 \text{ kgm}$$

$$r_0 = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{43500}{100 \cdot 100}}} = 3,12 \quad S_b = \frac{43500}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 100} = 0,103$$

$$\varphi = 0,944 \quad \alpha = 0,109 \quad \mu = \frac{0,109}{25} = 0,00435 < 0,0108$$

$$F_z = 0,00435 \cdot 100 \cdot 6,5 = 2,82 \text{ cm}^2$$

$$Z = 0,944 \cdot 6,5 = 6,15 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{43500}{2500 \cdot 6,15} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Przęsła środkowe i podpory środkowe.

$$I M = 1,78 \cdot 203 = 362 \text{ kgm}$$

$$r_0 = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{36200}{100 \cdot 100}}} = 3,4$$

$$S_b = \frac{36200}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 100} = 0,086 \quad \varphi = 0,952 \quad \alpha = 0,09$$

$$\mu = \frac{0,09}{25} = 0,0036 < 0,0108$$

$$F_z = 0,0036 \cdot 100 \cdot 6,5 = 2,34 \text{ cm}^2$$

$$Z = 0,952 \cdot 6,5 = 6,2$$

$$F_z = \frac{36200}{2500 \cdot 6,2} = 2,33 \text{ cm}^2$$

Ponieważ w polach środkowych płyta jest podparta wzdłuż czterech krawędzi na belkach monolitycznie z płytą połączonych, ilości wkładek we wszystkich przęsłach środkowych i nad środkowymi podporami należy zmniejszyć o 20%.

$$F_z = 2,34 \cdot 0,80 = 1,88 \text{ cm}^2.$$

(W przęsle skrajnym i nad drugą podporą, redukcji się nie przeprowadza, gdyż jeden z boków płyty spoczywa na murze).

Średnice i ilości wkładek.

Przęsło skrajne.

$F_z = 3,67 \text{ cm}^2$ przyjęto $\phi 10$ co 30 cm + $\phi 6$ co 30 cm ($F_z = 3,57 \text{ cm}^2$).

Druga podpora

$F_z = 2,80 \text{ cm}^2$; przyjęto $\phi 10$ co 30 cm + $\phi 6$ co 30 cm ($F_z = 3,57 \text{ cm}^2$).

Przęsła środkowe

$F_z = 1,88 \text{ cm}^2$; przyjęto $\phi 6$ co 15 cm ($F_z = 1,67 \text{ cm}^2$).

Podpory środkowe

$F_z = 1,88 \text{ cm}^2$; przyjęto $\phi 6$ co 15 cm ($F_z = 1,67 \text{ cm}^2$).

Na drugiej podporze ze względów konstrukcyjnych przekrój wkładek zastosowano znacznie większy od potrzebnego wg obliczenia. Uwzględniając plastyczne wyrównanie momentów można było zatem zmniejszyć przekrój wkładek w przęsle pierwszym w stosunku do ilości obliczeniowej.

Określmy moment, jaki może przenieść przekrój na drugiej podporze z zastosowanymi wkładkami.

Procent zbrojenia

$$\mu = \frac{F_z}{b h_1} = \frac{3,57}{100 \cdot 6,5} = 0,0055;$$

$$\alpha = 0,0055 \cdot 25 = 0,138$$

$$\varphi = 0,928 \quad M = \frac{3,57 \cdot 0,928 \cdot 6,5 \cdot 2500}{1,78} = 30100 \text{ kgcm}.$$

Przy tym momencie siła poprzeczna na pierwszej podporze wynosi

$$Q = \frac{(g + p) l_0}{2} - \frac{M}{l_0} = \frac{824 \cdot 2,03}{2} - \frac{301}{2,03} = 656 \text{ kg}.$$

Odległość od podpory pierwszej do punktu w którym siła poprzeczna równa się zero

$$x = \frac{Q}{g + p} = \frac{656}{824} = 0,80 \text{ m}.$$

Największy moment w przęsle pierwszym przy momencie na drugiej podporze $M = 301 \text{ kg}$;

$$M_{\max} = Qx - \frac{(g + p) x^2}{2} = 656 \cdot 0,8 - \frac{824 \cdot 0,80^2}{2} = 525 - 264 = 261 \text{ kgm},$$

a więc uwzględniając istotnie zastosowany przekrój wkładek na drugiej podporze można przekrój wkładek w pierwszym przęsle obliczać nie wg momentu $M = 310 \text{ kgm}$, a wg momentu $M = 261 \text{ kgm}$, to jest $I M = 1,78 \cdot 261 = 465 \text{ kgm}$

$$r_0 = \frac{6,5}{\sqrt{\frac{46500}{100 \cdot 100}}} = 3,01 \quad S_b = \frac{46500}{100 \cdot 6,5^2 \cdot 100} = 0,11$$

$$\alpha = 0,115 \quad \varphi = 0,939 \quad \mu = \frac{0,115}{25} = 0,00461 < 0,0108$$

$$F_z = 0,00461 \cdot 100 \cdot 6,5 = 3,0 \text{ cm}^2 \quad Z = 0,939 \cdot 6,5 = 6,1 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{46500}{2500 \cdot 6,1} = 3,01 \text{ cm}^2, \text{ czyli że przy istotnie ułożo-}$$

nych wkładkach na podporze drugiej, potrzebny przekrój wkładek w pierwszym przęśle wynosi $F_z = 3,01 \text{ cm}^2$, a nie $3,67 \text{ cm}^2$ jak w pierwotnym obliczeniu.

Żebro.

Rozpiętość obliczeniowa przęseł środkowych przy szerokości przekroju podciagu $b = 30 \text{ cm}$, wynosi $l_0 = 5,50 - 0,3 = 5,20 \text{ m}$. Podporą skrajną jest ściana murowana, wobec powyższego rozpiętość obliczeniowa

$$\text{wynosi } l_0 = 1,025 \cdot 5,50 - \frac{0,30}{2} = 5,49 \sim 5,50 \text{ m.}$$

Ponieważ $5,50 - 5,20 = 0,3 < 10\% \cdot 5,20 \text{ m}$, przy obliczeniu momentów można posługiwać się wzorami uproszczonymi.

Obciążenie:

$$\text{użytkowe } p = 550 \cdot 2,20 = 1210 \text{ kg/m}$$

$$\text{stałe z płyty } 274 \cdot 2,20 = 603 \text{ „}$$

z ciężaru własnego żebra przy wymiarach

żebra $h = 45 \text{ cm}$; $b = 22 \text{ cm}$; $(0,45 - 0,08)$.

$$0,22 \cdot 2400 = 196 \text{ „}$$

$$g \approx 800 \text{ kg/m}$$

$$\text{razem } p+g=1210+800=2010 \text{ kg/m} \quad p/g = \frac{1210}{800} = 1,51.$$

Do obliczenia momentu posługujemy się rys. 4 i tabelą III.

Moment w pierwszym przęśle w odległości $0,425 l_0$ od pierwszej podpory

$$M = \beta (g + p) l^2 = 0,091 \cdot 2010 \cdot 5,50^2 = 5550 \text{ kgm.}$$

Moment nad drugą podporą

$$M_5 = -0,091 \cdot 2010 \cdot 5,50^2 = -5550 \text{ kgm.}$$

Momenty w przęsłach środkowych

$$M_{x=1,51} = 0,0625 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = 3400 \text{ kgm.}$$

Momenty nad środkowymi podporami

$$M_{10} = -0,0625 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = -3400 \text{ kgm.}$$

Odległość punktu zerowego najmniejszego momentu w pierwszym przęśle od lica podpory $x = 0,228 l = 0,228 \cdot 5,50 = 1,26 \text{ m}$.

Odległość punktu zerowego największych momentów od lica podpory w przęsłach środkowych $x = 1,5 l^2 = 0,15 \cdot 5,20 = 0,78 \text{ m}$.

Momenty w punktach pośrednich dla wyznaczenia wykresu największych momentów.

$$M_1 = + 0,065 \cdot 2010 \cdot 5,50^2 = + 3970 \text{ kgm}$$

$$M_2 = + 0,090 \cdot 2010 \cdot 5,50^2 = + 5500 \text{ „}$$

$$M_3 = + 0,075 \cdot 2010 \cdot 5,50^2 = + 4590 \text{ „}$$

$$M_4 = + 0,002 \cdot 2010 \cdot 5,50^2 = + 122 \text{ „}$$

$$M_5 = - 0,091 \cdot 2010 \cdot 5,50^2 = - 5550 \text{ „}$$

$$M_6 = + 0,018 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 980 \text{ „}$$

$$- 0,041 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 2230 \text{ „}$$

$$M_7 = + 0,058 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 3150 \text{ „}$$

$$- 0,014 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 760 \text{ „}$$

$$M_8 = + 0,058 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 3150 \text{ „}$$

$$- 0,008 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 435 \text{ „}$$

$$M_9 = + 0,018 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 980 \text{ „}$$

$$- 0,024 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 1300 \text{ „}$$

$$M_{10} = - 0,0625 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 3400 \text{ „}$$

$$M_{11} = + 0,018 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 980 \text{ „}$$

$$- 0,019 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 1030 \text{ „}$$

$$M_{12} = + 0,058 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 3150 \text{ „}$$

$$- 0,004 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 217 \text{ „}$$

$$M_{13} = + 0,058 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 3150 \text{ „}$$

$$M_{14} = - 0,004 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 217 \text{ „}$$

$$M_{14} = + 0,018 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = + 980 \text{ „}$$

$$- 0,019 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 1030 \text{ „}$$

$$M_{15} = - 0,0625 \cdot 2010 \cdot 5,20^2 = - 3400 \text{ „}$$

Współczynnik bezpieczeństwa.

$$\text{Ponieważ } \frac{p}{g} = \frac{1210}{800} = 1,52 < 2 - S = 1,6$$

Przekrój w przęśle skrajnym.

$$b_0 = 22 \text{ cm}; t = 8 \text{ cm}; h = 45 \text{ cm}; b = 10 \cdot 8 + 22 = 102 \text{ cm};$$

$$h_1 = 45 - 3,5 = 41,5 \text{ cm}; \Psi = t/h_1 = 8/41,5 = 0,193$$

$$IM = 1,6 \cdot 5550 = 8900 \text{ kgm}; Z = 41,5 - 8/2 = 37,5 \text{ cm.}$$

$$F_z = \frac{890000}{2500 \cdot 37,5} = 9,5 \text{ cm}^2; \quad \mu = \frac{9,5}{102 \cdot 41,5} = 0,00225$$

$$\mu_g = 0,006; \quad 0,6 \mu_g = 0,6 \cdot 0,006 = 0,0036 > 0,00225$$

przyjęto 5 $\phi 16$ ($10,05 \text{ cm}^2$).

Przekrój w przęśle środkowym.

$$IM = 1,6 \cdot 3400 = 5450 \text{ kgm}; F_z = \frac{545000}{2500 \cdot 37,5} = 5,8 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{5,8}{102 \cdot 41,5} = 0,00136 < 0,0036$$

przyjęto 4 $\phi 14$ ($6,16 \text{ cm}^2$).

Przekrój na drugiej podporze.

$$h = 45 \text{ cm}; h_1 = 41,5 \text{ cm}; b_0 = 22 \text{ cm.}$$

$$IM = 1,6 \cdot 5550 = 8900 \text{ kgm}; \mu_g = 0,018$$

$$0,6 \mu_g = 0,6 \cdot 0,018 = 0,0108$$

$$r_0 = \frac{41,5}{\sqrt{\frac{890000}{22 \cdot 100}}} = 2,06 \quad S_b = \frac{890000}{22 \cdot 41,5^2 \cdot 100} = 0,235$$

$$\alpha = 0,270; \quad \varphi = 0,855; \quad \mu = \frac{0,270}{25} = 0,0108$$

$$F_z = 0,0108 \cdot 22 \cdot 41,5 = 9,9 \text{ cm}^2; Z = 0,855 \cdot 41,5 = 35,5 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{890000}{2500 \cdot 35,5} = 10,0 \text{ cm}^2$$

przyjęto 3 $\phi 16 + 2 \phi 14 + 1 \phi 12$ ($10,24 \text{ cm}^2$).

Przekrój na podporach środkowych.

$$IM = 1,6 \cdot 3400 = 5450 \text{ kgm}; r_0 = \frac{41,5}{\sqrt{\frac{545000}{22 \cdot 100}}} = 2,63$$

$$S_b = \frac{545000}{22 \cdot 41,5^2 \cdot 100} = 0,144; \quad \alpha = 0,157; \quad \varphi = 0,917;$$

$$\mu = \frac{0,157}{25} = 0,0063 < 0,0108$$

$$F_z = 0,0063 \cdot 22 \cdot 41,5 = 5,75 \text{ cm}^2; Z = 0,917 \cdot 41,5 = 38,0 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{545000}{2500 \cdot 38,0} = 5,75 \text{ cm}^2;$$

przyjęto 4 $\phi 14$ ($6,16 \text{ cm}^2$).

Literatura:

- 1) A. Guerrin: Les théories nouvelles de la flexion dans les pièces en béton armé, essais et calculs. Paris 1941.
- 2) K. W. Sachnowskij: Żelazobetonnyje konstrukcii. Strojizdat 1946.
- 3) A. M. Iwianskij: Żelazobetonnyje konstrukcii. Strojizdat 1950.
- 4) Prace cytowane w tekście.

Niebezpieczeństwo uszkodzeń długich kształtowników lub szyn kolejowych przy dostawie na plac budowy

Poniżej redakcja podaje jedną z ostatnich prac naukowych Wielkiego Uczzonego zmarłego w grudniu ub. roku.

Praca ta została przez autora przygotowana specjalnie dla czasopisma „Inżynieria i Budownictwo” do numeru przeznaczanego uczczeniu jego wieloletniej naukowej działalności.

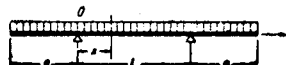
Niestety, niespodziewana śmierć — uniemożliwiła dokonania tego aktu za życia autora.

REDAKCJA

Praktykowane często zrzucanie smukłych belek stalowych tak, że uderzają o dwie lub więcej podpór dość sztywnych, może w pewnych warunkach spowodować ich uszkodzenie przez wygięcie plastyczne (a więc trwałe) naprężeniami przewyższającymi dostatecznie praktyczną granicę sprężystości czyli granicę plastyczności. Te naprężenia można ocenić dość dokładnie uwzględniając ugięcia statyczne i dynamiczne przy założeniu niekorzystnej możliwości zginania „na płask”, tj. w płaszczyźnie najmniejszej sztywności. Przy obliczeniu naprężeń dynamicznych przyjmujemy z przybliżeniem dostatecznym, że skrajna postać linii wygięcia jest taka, jaka odpowiada drganiu własnemu belki na podporach w miejscach uderzenia. Nadto przyjmujemy, że energia uderzenia mierzona iloczynem ciężaru własnego belki przez wysokość spadku H zamienia się w znacznej części na energię sprężystą krańcowego wygięcia dynamicznego.

1. *Ugięcie statyczne.* Moment zgięcia między podporami w przekroju odległym o x od jednej z podpór wyraża wzór

$$M_x = \frac{q(l+2a)}{2}x - \frac{q(a+x)^2}{2}$$



Rys. 1

z wartościami krańcowymi:

$$\bar{M}_{(x=0)} = -q \frac{a^2}{2} \quad \text{i} \quad \bar{M}_{(x=l/2)} = \frac{q}{2} \left(\frac{l^2}{4} - a^2 \right)$$

2. *Ugięcie dynamiczne.* Równanie różniczkowe drgań giętych belki o przekroju stałym ma postać:

$$(a) \quad B \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -\gamma \frac{A}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

(Uzasadnienie znajdzie Czytelnik w IV części Stereomechaniki).

Tutaj oznacza:

y — rzędna linii ugięcia,

x — odcięta mierzona w naszym zadaniu od podpory lewej na prawo,

γ/g — gęstość materiału belki,

A — pole przekroju,

$B = EJ$ — sztywność zginania.

Ugięcie y jest przy drganiach własnych harmoniczną funkcją czasu i da się wyrazić równaniem

$$(b) \quad y = X(A \cos \omega t + C \sin \omega t),$$

gdzie X jest funkcją samego x określającą postać linii ugięcia. Wstawiając (b) w (a) po podstawieniu

$$\frac{EJ}{A} \frac{g}{\gamma} = a^2,$$

otrzymamy równanie różniczkowe zwyczajne dla X

$$\frac{d^4 X}{dx^4} = \frac{\omega^2}{a^2} X,$$

$$\text{albo po podstawieniu} \quad \frac{\omega^2}{a^2} = k^4$$

$$(c) \quad \frac{d^4 X}{dx^4} = k^4 X$$

Temu równaniu czynią zadość funkcje $\sin kx$, $\cos kx$, $\text{Sh} kx$ i $\text{Ch} kx$, a rozwiązanie ogólne ma postać

(d) $X = C_1 \sin kx + C_2 \cos kx + C_3 \text{Sh} kx + C_4 \text{Ch} kx$ z czterema stałymi dowolnymi C_1, C_2, C_3, C_4 . Ich wartości dają się wyznaczyć z warunków krańcowych.

Niekiedy jest dogodniejsza postać rozwiązania.

$$X = C_1 (\cos kx + \text{Ch} kx) + C_2 (\cos kx - \text{Ch} kx) + C_3 (\sin kx + \text{Sh} kx) + C_4 (\sin kx - \text{Sh} kx),$$

gdzie stałe mają oczywiście inne wartości od poprzednich. Warunkami krańcowymi są w naszym zadaniu

$X = 0$ dla $x = 0$ i $x = l$ (stałe podpory)

$$\frac{d^2 X}{dx^2} = 0 \quad \text{dla} \quad x = -a \quad \text{i} \quad x = l + a \quad (\text{brak momentów zg.})$$

Razem cztery warunki wystarczające do obliczenia stosunku względnego stałych. Ale potrzebne obliczenia są bardzo zawiłe i nieprzejryste, wobec czego poprzestaniemy na rozwiązaniu szczegółowym przypadku uproszczonego, gdy belka nie wystaje za podpory. Wtedy otrzymujemy $C_1 = C_2 = 0$, $C_3 = C_4$, oraz

$$(e) \quad \sin kl = 0$$

Temu warunkowi czynią zadość

$$(f) \quad kl = \pi, 2\pi, 3\pi, \dots$$

Częstości kąto- kolejnych harmonicznich są stosownie do znaczenia $k^2 = \omega^2/a^2$ następujące:

$$\omega_1 = ak_1^2 = \frac{a\pi^2}{l^2}, \quad \omega_2 = \frac{4a\pi^2}{l^2}, \quad \omega_3 = \frac{9a\pi^2}{l^2}$$

Na podstawie rów. (b) napiszemy tedy rozwiązanie ogólne

$$(g) \quad y = \sum_{j=1,2,3,\dots}^{\infty} \sin \gamma \frac{\pi x}{l} (A_j \cos \omega_j t + B_j \sin \omega_j t)$$

Do naszego celu wystarczy linia ugięcia odpowiadająca drganiu o okresie najdłuższym, czyli najmniejszej

częstości. Przyjawszy nadto warunek początkowy $y = 0$ dla $t = 0$, znajdujemy

$$(h) \quad y = b \sin \omega_1 t \sin \frac{\pi x}{l}$$

A zatem największe wychylenia od położenia równowagi są

$$(i) \quad y = b \sin \frac{\pi x}{l}$$

3. Obliczenie amplitudy drgania b . Wykonamy je korzystając ze znanego warunku, iż w drganiach harmonicznym (bez oporu) jest najw. energia kinetyczna układu przy przejściu przez położenie równowagi równa energii sprężystej w położeniu skrajnym, w którym energia kinetyczna jest $= 0$. Różniczkując przeto (h) względem czasu otrzymujemy:

$$v = \frac{dy}{dt} = b \omega_1 \cos \omega_1 t \sin \frac{\pi x}{l}$$

A więc energią kinetyczną masy elementu belki jest dla $t = 0$

$$dE_k = \frac{A}{2} \frac{\gamma}{g} b^2 \omega_1^2 \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx$$

Całkowanie od $x = 0$ do $x = l$ daje

$$E_k = A \frac{\gamma}{g} \frac{l}{4} b^2 \omega_1^2$$

Przyrównawszy E_k do części energii uderzenia równej $Al \gamma H$ jeżeli H oznacza wysokość, z której belka spada, a $v = \sqrt{2gH}$ prędkość uderzenia, napiszemy

$$A \frac{\gamma}{g} \frac{l}{4} b^2 \omega_1^2 = \lambda Al \gamma \frac{v^2}{2g},$$

gdzie λ oznacza ułamek właściwy. Stąd

$$(k) \quad b = \sqrt{2} \frac{v}{\omega_1} = v \frac{l^2}{\pi^2} \sqrt{2 \gamma \frac{A}{EJ} \frac{\gamma}{g}}$$

Dla momentu zgięcia znajdujemy według (i)

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -b \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x}{l} = -\frac{M}{EJ}$$

A zatem najw. moment w środku rozpiętości ($x = l/2$)

$$(l) \quad M_{\max} = b \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = v \sqrt{2 \lambda AEJ \frac{\gamma}{g}}$$

Odpowiednie naprężenie we włóknie skrajnym

$$(m) \quad \bar{\sigma}_{dyn} = \frac{M}{J} h_1 = v h_1 \sqrt{2 \lambda \frac{AE}{J} \frac{\gamma}{g}},$$

podczas gdy naprężenie pod ciężarem własnym

$$(n) \quad \bar{\sigma}_{stat} = \frac{1}{8} \frac{ql^2}{J} h_1 = \frac{A \gamma l^2}{8J} h_1$$

Naprężenie dynamiczne jest więc (w pierwszym przybliżeniu) niezależne od rozpiętości l , proporcjonalne do prędkości uderzenia i do pierwiastka kwadratowego z modułu sprężystości E . Natomiast naprężenie statyczne jest proporcjonalne do l^2 a niezależne od E .

Wzór (m) przybierze jeszcze prostszą postać po podstawieniu $v = \sqrt{2gH}$, gdzie H jest wysokością spadania belki, a mianowicie:

$$(m') \quad \bar{\sigma}_{dyn} = 2 h_1 \sqrt{\lambda \frac{A \gamma}{J} E H}$$

4. Przykład liczbowy. Szyna kolejowa obu końcami podparta tak, że się zgina pod ciężarem własnym w płaszczyźnie najmniejszej sztywności.

Dane: wysokość przekroju $h = 14$ cm

ciężar jednostkowy $q = A = 45$ kg/m = 0,45 kg/cm najmn. moment bezwładn. przekroju $J = 260$ cm⁴.

Odległość włókna skrajnego od osi obojętnej $h_1 = 5,5$ cm.

Moduł sprężystości $E = 2,1 \cdot 10^6$ kg/cm².

A zatem: $A \gamma / J = 0,45 : 260 = 0,00173$

$$\text{kg/cm}^2 \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{dyn} = 663 \sqrt{\lambda H} \\ \bar{\sigma}_{stat} = 0,00119 l^2 = 11,9 l^2_{(m)} \end{cases}$$

gdzie H oznacza wysokość spadania w cm, a $l_{(m)}$ długość w metrach.

Okazuje się, że przy $l = 18$ m jest

$$\bar{\sigma}_{stat} = 3856 \text{ kg/cm}^2$$

a przy $\lambda H = 34,5$ cm

$$\bar{\sigma}_{dyn} = 3752 \text{ kg/cm}^2$$

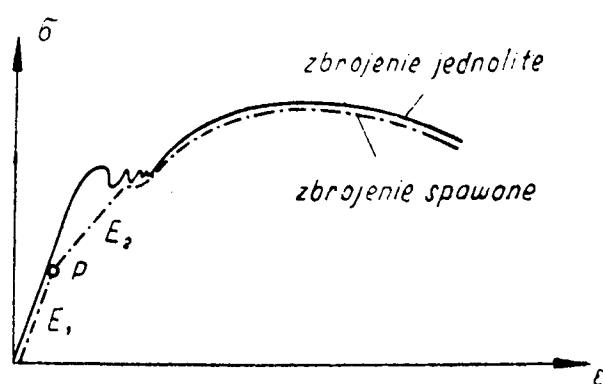
Jest rzeczą jasną, że te wartości wypadłyby znacznie mniejsze, gdyby punkty podparcia, a zarazem uderzenia nie leżały na krańcach szyny, ale zważywszy że naprężenie dynamiczne sumuje się ze statycznym, widzimy że przy wyładowywaniu długich szyn należy zastosować szczególne środki ostrożności, aby zapobiec trwałym wygięciom bardzo niepożądanym przy ułożeniu na nawierzchni.

Właściwości wytrzymałościowe zbrojenia spawanego w świetle teorii żelbetu

Zbrojeniu spawanemu, które w ostatnich miesiącach stosuje się szeroko w konstrukcjach żelbetowych, stawiają Nadzory Robót wymagania co do wytrzymałości doraźnej złącza spawanego. Zbrojenie takie rozrywane na maszynie wytrzymałościowej daje w przeważnej ilości przypadków złom poza strefą wpływu spawu. Dla przeciętnie jednak wykonanego spawania wykres rozciągania daje w pewnym punkcie, leżącym znacznie poniżej wyraźnej granicy płynności, załamanie linii w kierunku malejącego współczynnika proporcjonalności. Przybliżone wyznaczenie współrzędnych tego punktu i współczynnika proporcjonalności powyżej punktu załamania jest tematem pierwszej części artykułu.

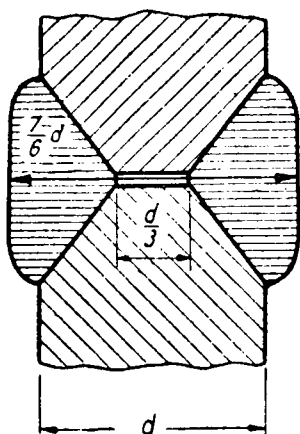
W drugiej części rozważa się wpływ owego załamania na wymiarowanie przekrojów żelbetowych według starszych i nowszych teorii. Mianowicie podstawowe prawo rozdziału naprężeń między beton i zbrojenie, proporcjonalnie do modułów sprężystości, ulega teraz modyfikacji wobec odmiennego pozornego modułu sprężystości powyżej punktu zwrotnego. Wynikające stąd zmiany wartości siły miazdzącej, bądź momentu łamiącego osiągają, dla przeciętnych rozmiarów ustrojów żelbetowych, wielkość 7% wartości wyliczonych z wzorów powszechnie znanych.

Na rys. 1 przedstawiono naniesione na siebie dwa wykresy rozciągania zbrojenia, o tej samej średnicy i długości swobodnej, przy czym jedno jest spawane, drugie jednolite. Oba wykresy nie pokrywają się je-



Rys. 1. Wykresy rozciągania zbrojenia.

dynie na odcinku między punktem P i wyraźną granicą płynności, z tym że dla zbrojenia spawanego powyżej punktu P pojawiają się większe odkształcenia trwałe. Z tych względów, mimo że wykres ponad punktem P przebiega po linii prostej, odchylonej jedynie od swego pierwotnego kierunku, nie można współczynnika kierunkowego E_2 uważać za nowy moduł sprężystości. Sprężystość jest tu tylko pozorna.



Postaramy się dla normalnej elektrody i przeciętnie wykonanego spawu wyznaczyć współrzędne punktu P i współczynnik E_2 , porównując właściwości złącza z materiałem rdzennym. Dokładniejszą analizę wszystkich wpływów i ich ujęcie liczbowe wypada pozostawić metaloznawcom.

Miejsce spawane różni się od całości zbrojenia wymiarami i materiałem. Przeciętne wymiary złącza,

Rys. 2. Złącze spawane. zbrojenia przedstawiono na rysunku 2.

Materiał natomiast złącza określić można jako staliwo, którego dane wytrzymałościowe wypada jednak

zredukować przez pomnożenie przez współczynnik k , uwzględniający gatunek elektrody oraz wpływ struktur przejściowych i zanieczyszczeń. Wyceńmy — dość zresztą dowolnie, ale zgodnie z przeprowadzonymi próbami — k jako równe 0,6.

Jeżeli do wartości naprężenia 2000 kg/cm^2 staliwo wykazuje normalne właściwości sprężyste, a więc złącza spawane do wartości $2000 \cdot 0,6 = 1200 \text{ kg/cm}^2$, to aż do tej ostatniej wartości naprężenia nie wystąpi żadna wyraźna różnica między zbrojeniem jednolitym, a spawanym. Dopiero po przekroczeniu naprężenia 1200 kg/cm^2 , a więc w odniesieniu do przekroju pręta (p. rys. 2):

$$1200 \cdot \frac{\left(\frac{7}{6}\right)^2 - \left(\frac{1}{3}\right)^2}{1^2} = 1200 \cdot 1,25 = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

wystąpią większe, trwałe wydłużenia złącza, co spowoduje obserwowane załamanie wykresu rozciągania w punkcie P. Współrzędne tego punktu wynoszą więc:

$$\sigma_p = 1500 \text{ kg/cm}^2 \quad (1)$$

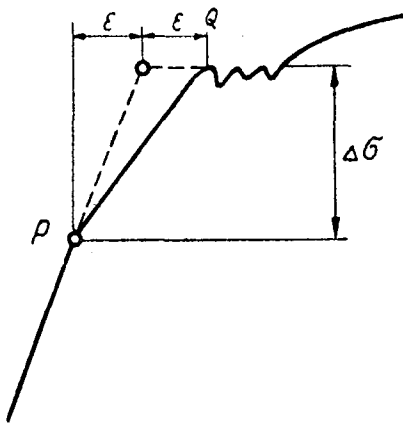
$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_1} = \frac{1500}{2 \cdot 10^6} = 7,5 \cdot 10^{-4}$$

Ponieważ granica płynności stali zbrojeniowej wynosi przeciętnie $Q_r = 2500 \text{ kg/cm}^2$, stosunek więc określający położenie punktu P ma wartość $\vartheta = \frac{1500}{2500} = \frac{3}{5}$, co dość dobrze pokrywa się z wynikami przeprowadzonych prób. Współczynnik E_1 określa moduł wydłużenia sprężystego stali zbrojeniowej poniżej punktu P.

Część wykresu powyżej punktu P aż do wyraźnej granicy płynności przedstawia sumę sprężystych wydłużeń stali i przeważnie plastycznych wydłużeń spoiny. Fakt, że rozważana część jest linią prostą, tłumaczyć można tym, że długość spoiny w porównaniu z długością zbrojenia, odkształcającego się proporcjonalnie do obciążeń, jest mała, odkształcenia zatem spoiny, mimo swój nieliniowy charakter, nie mają wpływu na charakter linii rozciągania, a tylko na jej pochYLENIE.

Obliczenie współczynnika kierunkowego E_2 oprzemy na fakcie, że w chwili płynięcia stali zbrojeniowej panuje w niej naprężenie $Q_r = 2500 \text{ kg/cm}^2$, a w spoinie — naprężenie $\sigma_p = \frac{Q_r}{1,25} = 2000 \text{ kg/cm}^2$.

W chwili natomiast osiągnięcia punktu P panuje w stali zgodnie z (1) naprężenie $\sigma_P = 1500 \text{ kg/cm}^2$, a w spoinie $\frac{1500}{1,25} = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Przyrostowi naprężeń $\Delta\sigma$, od 1200 kg/cm^2 (punkt P, p. rys. 3) do



Rys. 3. Część wykresu rozciągania zbrojenia.

2000 kg/cm^2 , odpowiada wzięte z wykresu dla staliwa wydłużenie jednostkowe $\epsilon_Q = 0,01$. Wydłużenie to, odniesione do długości pracującej l_0 zbrojenia, wynosi

$\epsilon'_Q = \epsilon_Q \frac{l_{sp}}{l_0}$ jeżeli przez l_{sp} oznaczymy swobodną długość spoiny. Współczynnik więc E_2 , zgodnie z rys. 3, wynosi

$$E_2 = \frac{\Delta\sigma}{\epsilon + \epsilon'_Q} = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta\sigma}{E_1} + \epsilon'_Q}, \text{ skąd}$$

$$E_2 = E_1 \frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma + E_1 \epsilon'_Q} \dots \dots \dots (2)$$

W miarę zwiększania swobodnej długości pomiarowej

° stali stosunek $\frac{l_{sp}}{l_0}$ maleje, wydłużenie zatem dąży do 0, E_2 dąży do E_1 , oba odcinki proste wykresu wpadają w siebie, punkt P zaciera się.

Wypadek ten z pewnością nie może zajść w żelbecie, zwłaszcza w II fazie współpracy betonu ze zbrojeniem, kiedy swobodne wydłużenie się zbrojenia jest hamowane przez współdziałanie betonu. Wypada zatem ograniczyć swobodną długość pracującą l_0 zbrojenia. Dowolne założenie:

$$\frac{l_{sp}}{l_0} = \frac{1}{20}$$

nie wydaje się przesadzone w kierunku rosnącego l_0 . W myśl tego założenia

$$\epsilon'_Q = \frac{\epsilon_Q}{20} = \frac{0,01}{20} = 5 \cdot 10^{-4}$$

Zgodnie z wzorem (2) współczynnik E_2 wynosi wtedy

$$E_2 = \frac{2000 - 1200}{(2000 - 1200) + 2 \cdot 10^6 \cdot 5 \cdot 10^{-4}} = 0,45 E_1$$

czyli $E_2 = 0,9 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Pokrywa się to z wynikami przeprowadzonych prób, dla których obrano właśnie

$$\frac{l_{sp}}{l_0} = \frac{1}{20}$$

II.

Jak wynika z powyższego, złącze spawane zapewnia stali zbrojeniowej na ogół tę samą granicę

płynności i tę samą wytrzymałość doraźną, co przy materiale jednolitym. Ze względu jednak na odmienne zachowanie się przy rozciąganiu poniżej granicy płynności, zmieniają się w sposób zasadniczy warunki współpracy zbrojenia spawanego i betonu, gdzie jak wiadomo decydujący dla rozkładu naprężeń jest stosunek modułów sprężystości stali i betonu. Zauważmy jednak, że wprowadzenie owego stosunku (liczby n) we wzory dla obliczania ustrojów żelbetowych opiera się nie na założeniu sprężystości obu materiałów, w szczególności stali, ale — liniowej, na danym odcinku, zależności między naprężeniem i odkształceniem. Ponieważ zależność ta zachodzi dla zbrojenia spawanego także powyżej punktu P, ta sfera naprężeń nadaje się do wprowadzenia w znane wzory dla żelbetu — po zastosowaniu jednak istotnych zmian.

a) *Słupy ściskane*. Przy obliczaniu słupów ściskanych metodą naprężeń dopuszczalnych współczynnik $n = \frac{E_z}{E_b}$ traci swą aktualność ze względu na dwojaką wartość współczynnika E_z . Skrócenie jednostkowe słupa wynosi

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_p}{E_1} + \frac{\sigma_z}{E_2} \sigma_p \dots \dots \dots (3)$$

gdzie σ_z jest aktualnym naprężeniem w zbrojeniu (σ_z / σ_p) a σ_p jest, zgodnie z poprzednim rozdziałem, naprężeniem w zbrojeniu odpowiadającym punktowi P.

Przy ściskaniu siłą osiową S warunek równowagi będzie miał postać:

$$S = F_b \cdot \sigma_b + F_z \cdot \sigma_z$$

a ponieważ z (3) wynika

$$\sigma_z = \sigma_b \frac{E_2}{E_b} + \sigma_p \left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right) \dots \dots \dots (4)$$

więc

$$S = \sigma_b \left(F_b + F_z \frac{F_z}{E_b}\right) + \sigma_p \cdot F_z \left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right)$$

W porównaniu z wzorem dla zbrojenia jednolitego wzór ostatni przedstawia analogiczną zależność, z tym, że współpracuje z betonem materiał o module pozornej sprężystości E_2 i że wartości S , przy określonym procencie zbrojenia, przesunięte są o stałą wartość

$$\sigma_p \cdot F_z \left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right). \text{ Z tych względów wykresy dla pro-}$$

jektowania słupów ściskanych wymagają jedynie prostych przeróbek.

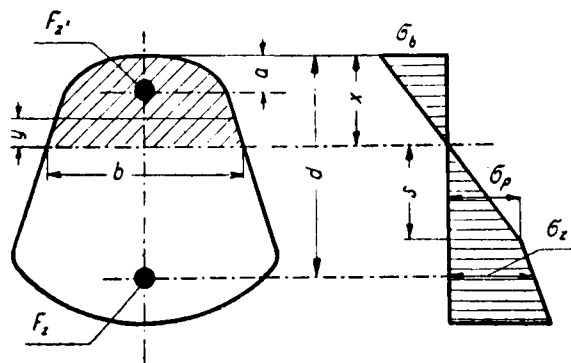
Powyższe rozumowania odnoszące się do słupów ściskanych osiowo ważne są przy założeniu, że zbrojenie spawane zachowuje się przy ściskaniu analogicznie jak przy rozciąganiu. Danych doświadczalnych co do tego brak.

b) *Belki zginane*. W belkach zginanych, wskutek opisanego zjawiska pozornej sprężystości, wolno przyjąć podstawowe założenie płaskości przekrojów poprzecznych podczas zginania.

Ponieważ wydłużenie odpowiadające punktowi zwrotnemu P wynosi zgodnie z (1) : $\epsilon_p = 7,5 \cdot 10^{-4}$, a beton pęka już przy wydłużeniu 10^{-4} , wnioskujemy stąd, że w pierwszej fazie zginania belki (beton pracuje zarówno w strefie ściskanej jak i rozciąganej) nie ma istotnej różnicy między ustrojem o zbrojeniu jednolitym a ustrojem o zbrojeniu spawanym. Różnice wystąpią dopiero w fazie drugiej, po popękaniu rozciąganego betonu, który to przypadek rozpatrzymy.

Dla ustalenia rozkładu naprężeń w belce znajdującej się w drugiej fazie zginania nieodzowna jest,

obok znanych już wielkości σ_p i E_2 , znajomość położenia osi obojętnej określonej wielkością x (rys. 4).



Rys. 4. Wyznaczenie położenia osi obojętnej.

Pisząc dla danego przekroju warunek równowagi sił osiowych:

$$\int_0^x \sigma_b \frac{y}{x} b dy + \sigma'_z \cdot F'_z - \sigma_z \cdot F_z = 0$$

i zważywszy, że $\sigma'_z = \sigma_b \frac{E_z}{E_b} \cdot \frac{x - a'}{x}$ otrzymamy równanie dla określenia położenia osi obojętnej:

$$\int_0^x \sigma_b \frac{y}{x} b dy + \sigma_b \frac{E_z}{E_b} \frac{x - a'}{x} \cdot F'_z - \sigma_z F_z = 0 \dots (5)$$

z którego wyliczymy x .

Wzór (5) w porównaniu z analogicznym wzorem dla zbrojenia niespawanego ma bardziej skomplikowaną formę. Wskutek załamania się wykresu po przekroczeniu naprężenia σ_p tracimy możliwość wyrażenia σ_z przez σ_b z proporcji $\frac{\sigma_z}{\sigma_b} = \frac{F_z}{E_b} \frac{d - x}{x}$, a co za tym idzie, skrócenia równania (5) przez czynnik $\frac{\sigma_b}{x}$. Prowadzi to do większych wartości na x .

Zależność między naprężeniem rozciągającym w uzbrojeniu a naprężeniem w betonie ma więc postać złożoną. Na podstawie rysunku 4 dojdziemy do zależności:

$$\sigma_z = \sigma_p + \left(\epsilon_b \frac{d - x}{x} - \epsilon_b \frac{s}{x} \right) F_z = \sigma_p + \frac{\epsilon_b}{x} E_2 (d - x - s)$$

Po przekształceniu, zważywszy że $\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$, otrzymujemy

$$\sigma_z = \sigma_p + \frac{\sigma_b}{x} \cdot \frac{E_2}{E_b} (d - x - s) \dots (6)$$

gdzie

$$s = x \frac{\sigma_p}{\sigma_b}$$

Warunek momentów dla rozpatrywanego przekroju ma postać:

$$M = \int_0^x \sigma_b \frac{y}{x} b \cdot y dy + F'_z \sigma'_z (x - a') + F_z \sigma_z (d - x),$$

a po wyzniesieniu zależności (6):

$$M = \frac{\sigma_b}{x} \int_0^x y^2 b dy + F'_z \sigma_b \frac{E_z}{E_b} \frac{(x - a')^2}{x} + F_z (d - x) \left[\sigma_p + \frac{\sigma_b}{x} \frac{E_2}{E_b} (d - x - s) \right] \dots (7)$$

Wzór ten pozwala wyliczyć σ_b , a po wstawieniu do (6) z kolei σ_z . Tak więc wzory (6) i (7) są podstawowymi dla wymiarowania belek zginanych o zbrojeniu spawanym.

c) *Nowsze teorie.* Zajmijmy się rozpatrzeniem momentu łamiącego w przypadku zbrojenia spawanego. Szereg wzorów na moment łamiący ma różne formy w zależności od przyjętej teorii żelbetu; ogólnie jednak można zauważyć, że wzory te zawierają niezależne od właściwości sprężystych stali zbrojeniowej współczynniki, jak φ (procent zbrojenia) i Q_r (granica płynności stali), oraz współczynniki zależne od modułu sprężystości stali E_z . W przypadku więc zbrojenia spawanego trzeba będzie znów obliczyć wartości współczynników, rozpatrując fazę sprężystą i pozornie sprężystą przy rozciąganiu zbrojenia.

Przykładowo metoda Saligera, dla której poniżej przeprowadzimy też ilościową ocenę zmian wywołanych stosowaniem zbrojenia spawanego, prowadzi do wzoru na moment łamiący:

$$M_l = b d^2 \varphi Q_r (1 - 0,5 \varphi n_p) \dots (8)$$

gdzie n_p oznacza stosunek granicy plastyczności stali do wytrzymałości obliczeniowej betonu.

Interesujący nas w tym wzorze współczynnik

$$\varphi = \frac{\sigma_z}{Q_r}$$

wymaga wstawienia σ_z według wzoru (6).

Istotne jest zagadnienie, jak wielkie procentowo zmiany wartości naprężeń, momentów łamiących, czy położenia osi obojętnej wywołuje fakt stosowania zbrojenia spawanego. Ze względu na niesymetryczną formę wyprowadzonych wzorów jest rzeczą niemożliwą przeprowadzenie do końca obliczeń zmian procentowych na liczbach ogólnych. Ucieknijmy się wtedy do danych szczegółowych, odpowiadających warunkom typowym.

Procentowa zmiana φ we wzorze Saligera (8) jest równa tejże dla naprężenia σ_z , a więc

$$\delta\% = \frac{\sigma_z - \sigma_{z \text{ spaw}}}{\sigma_z} \cdot 100 = \left[1 - \frac{\sigma_p + \frac{\sigma_b}{x} \frac{E_2}{E_b} (d - x_{\text{spaw}} - s)}{n \cdot \sigma_b \frac{d - x}{x}} \right] \cdot 100$$

Przyjmijmy dla uproszczenia rachunku

$$x_{\text{spaw}} \approx x$$

i przykładowo

$$x = 0,3 d$$

$$\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$$

wtedy

$$s = x \frac{\sigma_p}{\sigma_b} = 0,3 d \frac{1500}{45} = 10 d$$

$$\delta\% = \left[1 - \frac{1500 + 0,45 \cdot 15 (1 - 0,3 - 10)}{15 \cdot 45 \cdot 2,3} \right] \cdot 100 = 7\%$$

Ponieważ we wzorze (8) współczynnik $0,5 \cdot \varphi \cdot n_p$ ma wartość rzędu 0,05, a więc małą w porównaniu z 1, można dla uproszczenia przyjąć liniową zależność między momentem łamiącym a współczynnikiem φ skąd wynika, że i moment łamiący w przypadku zbrojenia spawanego jest przeciętnie o 7% mniejszy niż przy zbrojeniu jednolitym.

Podobne różnice czynią stosowanie zbrojenia spawanego zagadnieniem godnym szerszej uwagi.

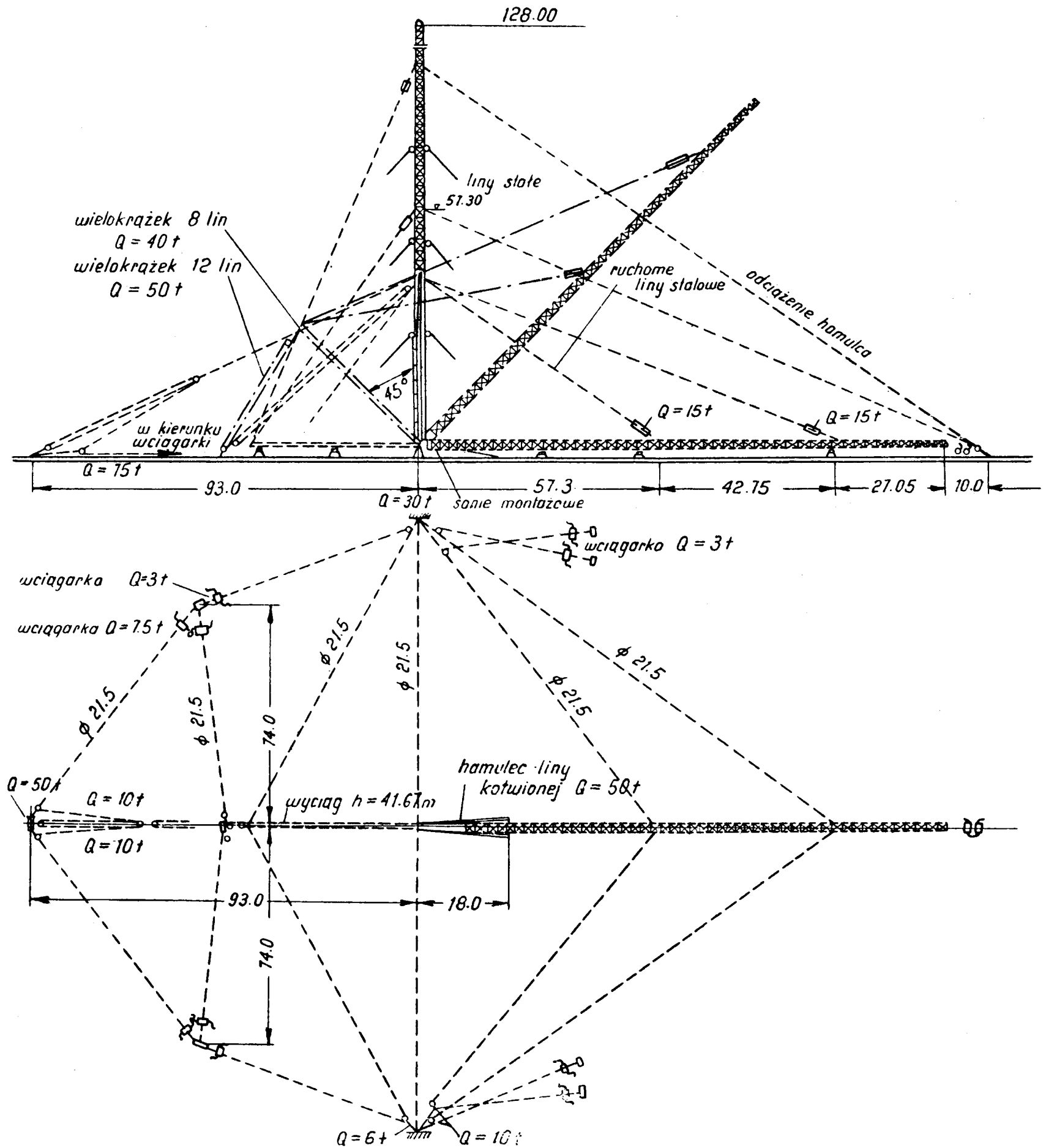
O WYBORZE SPOSOBU MONTAŻU WYSOKICH KONSTRUKCJI

Najwięcej rozpowszechnione są następujące sposoby montażu wysokich konstrukcji metalowych:

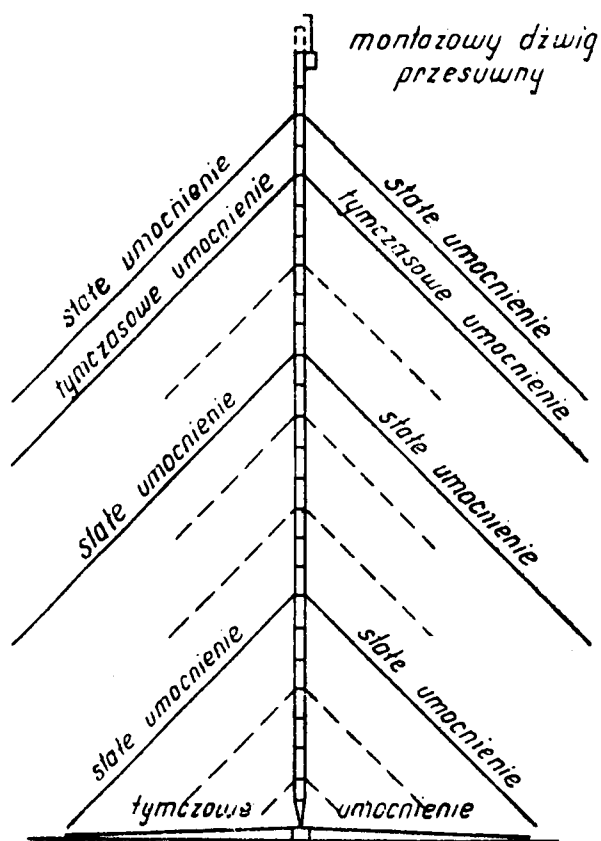
1. Podnoszenie konstrukcji za pomocą opuszczanego wysięgu (rys. 1).
2. Stopniowe podnoszenie i montaż elementów konstrukcji przy pomocy przesuwnej dźwigu lub masztu (rys. 2, 3).

Montaż konstrukcji według pierwszego sposobu wymaga:

- a — wykonania montażu w położeniu poziomym na ziemi,
- b — odpowiedniego wyboru miejsca dla dźwigu i rozmieszczenia lin,
- c — rozmieszczenia dostatecznej ilości kotew oraz wciągarek,



Rys. 1. Wysięg opuszczany.



Rys. 2. Montaż konstrukcji przy pomocy dźwigu przesuwanego.

Tablica I.

Materiał	Charakterystyka	1 sposób		2 sposób	
		Ilość	Ciężar kg	Ilość	Ciężar kg
Liny stalowe	Ø 13,00 mm			1100 m	660
	17,5 „			825 „	660
	21,5 „	2680 m	2680	1060 „	1060
	32,37 „	940 „	1442	—	—
Razem			4122		2380
Blok o nośności	50 t	2 szt.	1700	—	—
	40 „	2 „	1300	—	—
	15 „	4 „	440	—	—
	10 „	8 „	600	—	—
	5 „	—	—	5 szt.	175
	3 „	—	—	11 „	220
Razem			4100		395
Wciągarki o nośności	7,5 t	2 szt.	2650		
	5,0 „	2 „	3000	1 szt.	2800
	3,0 „	8 „	4480	5 „	1696
Razem			10130		4496
Ciężar urządzeń montażowych	—	—	10	—	4
Ciężar ogólny urządzeń konstrukcji dźwigu i o inowania			18302		7275

d — dostatecznej ilości robotników do obsługi wciągarek,

e — doświadczonego personelu technicznego wyspecjalizowanego w podnoszeniu konstrukcji i organizacji robót.

Chcąc wykonać montaż przy zastosowaniu drugiego sposobu należy:

- ustawić maszty w celu zmontowania niższych części konstrukcji,
- umieścić następnie dźwig na zmontowanej części dla dalszego montażu konstrukcji,
- odpowiednio umieścić i umocnić liny tymczasowe i stałe, mające zabezpieczać stateczność konstrukcji podczas montażu.

O przydatności tych sposobów świadczą dane praktyczne, otrzymane podczas montażu masztu radiowego wysokości 130 m (tablice 1—4).

U w a g a. Tablice nie obejmują robót przy montażu wysięgów i naciąganiu lin, które są jednakowe dla obu odmian. Drugi sposób przewiduje stopniowy montaż urządzeń.

Pionowy montaż konstrukcji, wykonywany przy zastosowaniu metody stopniowej nadbudowy przy pomocy dźwigu przesuwanego, wymaga jak widać z tablic mniej urządzeń specjalnych, mniejszej ilości roboczo-dniówek, drewna i lin. Koszty transportu również są mniejsze.

Tablica II. Zapotrzebowanie siły roboczej.

N a z w a	S i ł a r o b o c z a w roboczo-dniówkach	
	1 sposób	2 sposób
Na montaż w położeniu poziomym (na ziemi)	30	—
Na zmontowanie wielokrążków, umocowanie kotew i wciągarek	170	60
Na montaż łącznie z rezerwą	100	90
R a z e m	300	150

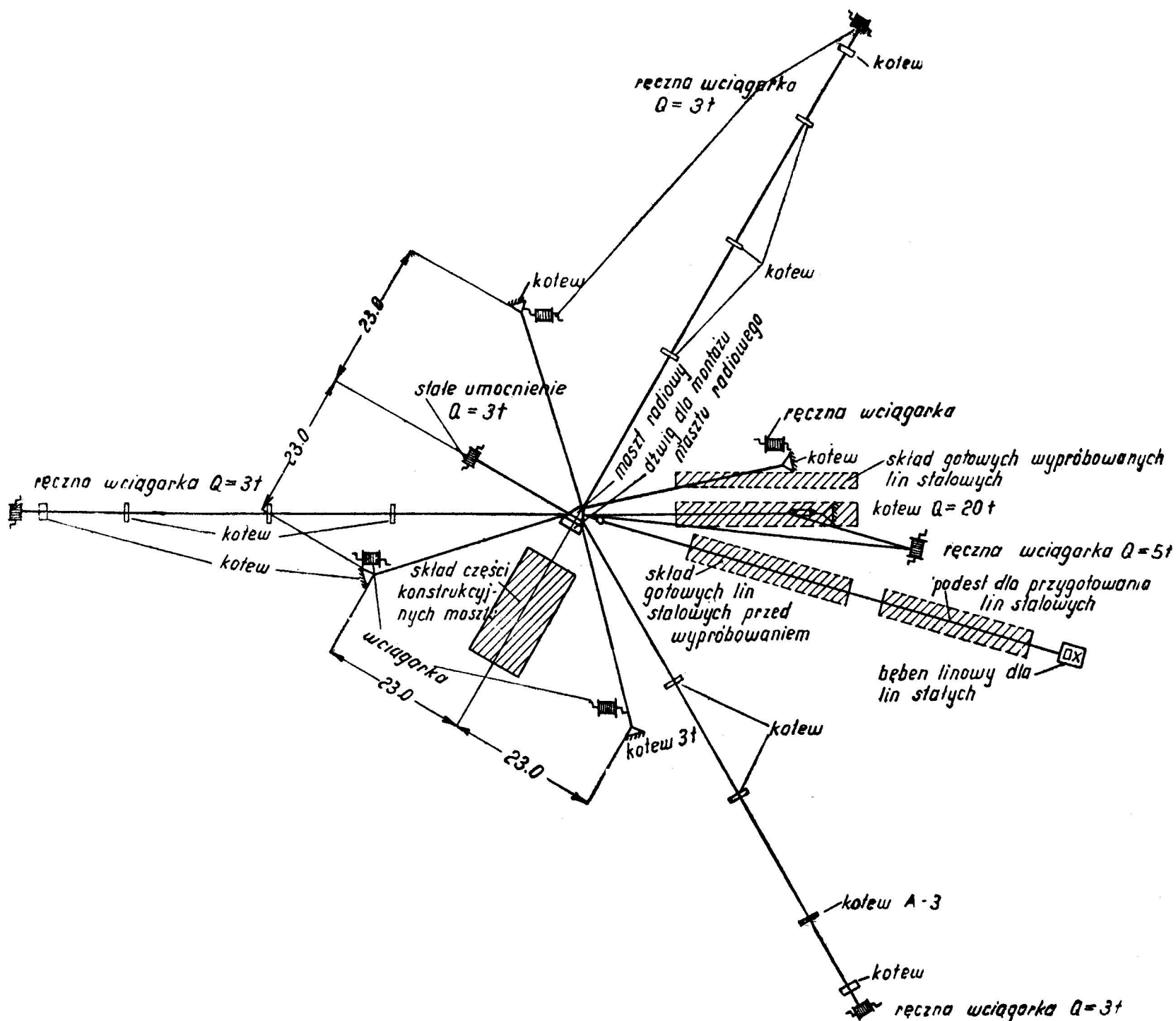
Tablica III. Zapotrzebowanie na materiał drewny.

N a z w a	m ³	
	1 sposób	2 sposób
Drewno dla kotew	25	3,5

Tablica IV. Roboty ziemne.

N a z w a	m ³	
	1 sposób	2 sposób
Roboty ziemne przy zakotwianiu	225	70

Sposób ten jest technicznie lepszy, ponieważ nie wymaga większych wysiłków ani przy przygotowywaniu elementów, ani przy umocowywaniu lin, ani przy podnoszeniu części konstrukcyjnych. Podnoszenie konstrukcji w całości natomiast jest operacją bardzo odpowiedzialną, wymagającą doskonałego nadzoru technicznego i związaną z dużym ryzykiem.



Rys. 3. Montaż konstrukcji przy pomocy dźwigu przesuwnego. Widok z góry.

Pierwszy sposób zalecany może być tylko przy montażu konstrukcji o wysokości do 50 metrów, jak maszty antenowe, wieże wodne itp.

„Mechanizacja Stroitelstwa“, nr 10, 1947.

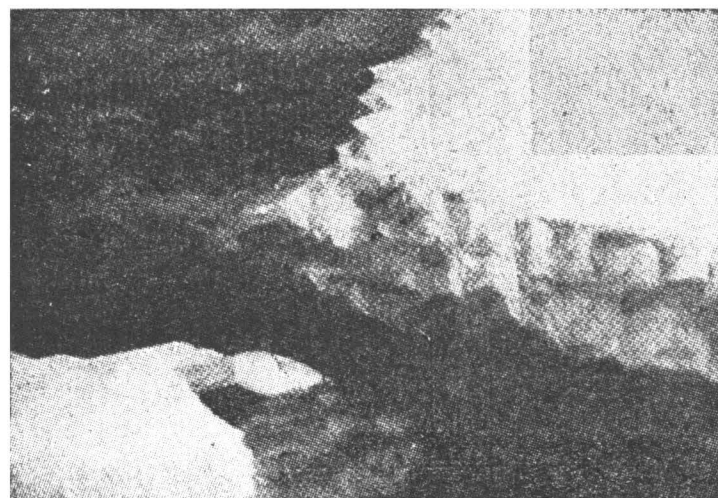
Tłum. J. P. J.

ODBUDOWA MOSTU PRZY UŻYCIU CEMENTU EKSPANSYWNEGO

Most Rondeau przechodzący przez kanał Briare o rozpiętości 15,60 m i zewnętrznej szerokości 6 m został częściowo uszkodzony przez hitlerowców w czasie ich odwrotu w sierpniu 1944 r.

Ładunki wybuchowe umieszczone na obu chodnikach spowodowały dwie wyrwy, między którymi pozostał klin, zresztą też mocno nadwyreżony. Klin ten łączył i podtrzymywał obie nieuszkodzone części mostu, przy czym w pachwinie łuku stwierdzono jedno i to nieznaczne pęknięcie (rys. 1).

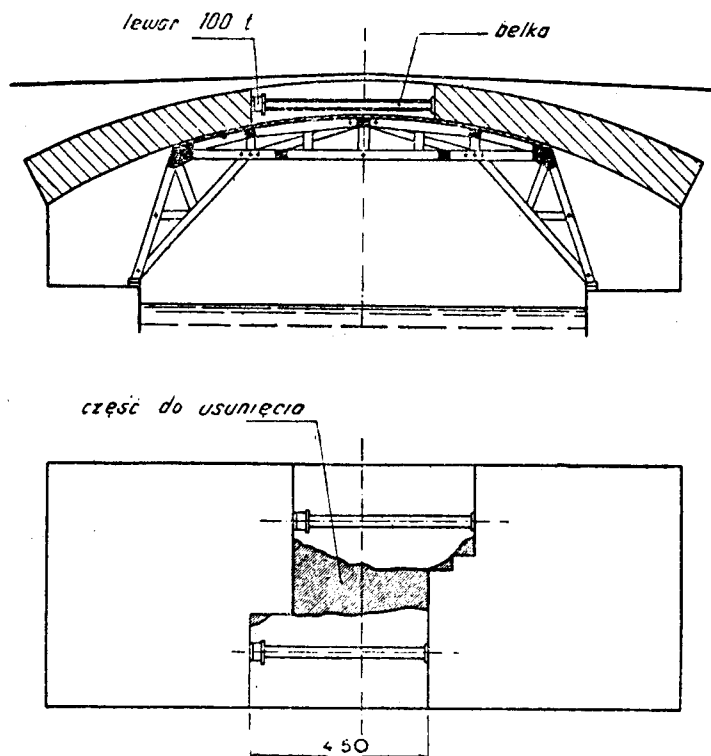
Odbudowa mostu miała być przeprowadzona bez ryzyka, przy czym łuk murowany należało zastąpić betonowym rozpoczynając pracę od zburzenia pozostałego klina, bądź zwalając go całkowicie, bądź też rozbie-
rając część łuku. Z drugiej strony należało utrzymać spławność kanału w czasie odbudowy.



Rys. 1

Poszczególne fazy odbudowy przedstawiały się w następujący sposób:

1. Rozparcie konstrukcji za pomocą lewarów po uprzednim ustawieniu lekkich krążyn i usunięcie ocalałej części środkowej (rys. 2)



Rys. 2. Założenie lewarów i rozpieranie konstrukcji.

Rozparcie wykonano przy użyciu dwóch lewarów śrubowych działających za pośrednictwem dwóch belek stalowych z siłą 180 ton.

Lewary oparto o poduszki z żelbetu mocno zbrojonego, rozkładając nacisk na całe części muru. Z chwilą gdy osiągnięto żądane ciśnienie lewarów, pozostała część środkowa popękała w znacznym stopniu.

2. Podwieszenie krążyn na belkach stalowych i układanie betonu

Krążyny, których podpory o bardzo lekkiej konstrukcji musiały być w razie potrzeby usuwane dla umożliwienia swobodnego przepływu po kanale, zostały następnie podwieszone na 5 belkach stalowych ułożonych na jezdni mostu (rys. 3).

W ten sposób wyeliminowano możliwość osuwania się krążyn przy zachowaniu lekkości ich konstrukcji

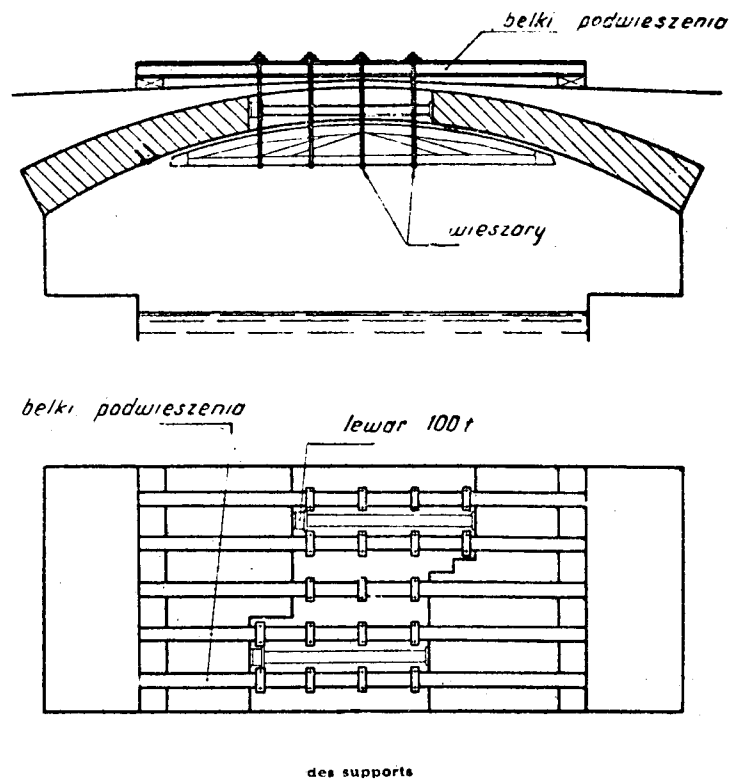
Z kolei przystąpiono do układania i wibrowania betonu lekko zbrojonego o zawartości cementu 400 kg/m³.

Zwornik wykonano oddzielnie tak, aby można było zastosować tam specjalne zbrojenie mające powiązać powierzchnie stykowe (rys. 4).

3. Zaklinowanie cementem ekspansywnym po stwardnieniu betonu

Sposób ten (licencja Henry Lossier) wybrano jako najprostszy zarówno dla utrzymania początkowego naprężenia, jak i dla skompensowania skurczu betonu i wreszcie dla łatwiejszego usunięcia lewarów. Wskazówek wykonawczych odnośnie zastosowania cementu ekspansywnego udzielił Lossier.

Zwornik o szerokości wynoszącej 0,75 m poszerzony jest ku środkowi, co całkowicie zabezpiecza go przed możliwością ześlizgu (rys. 5). Klinowanie cementem



Rys. 3. Podwieszenie krążyn na belkach stalowych

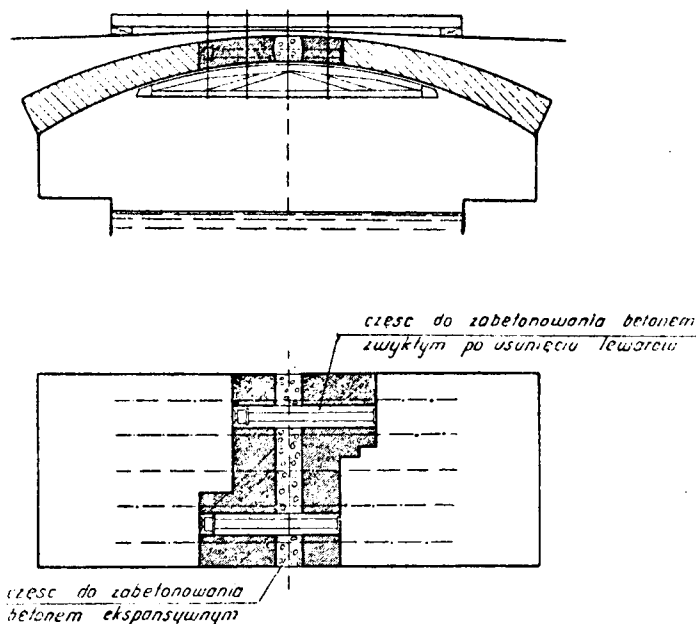
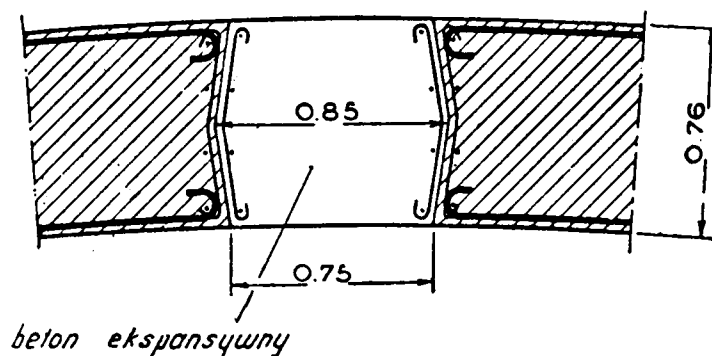


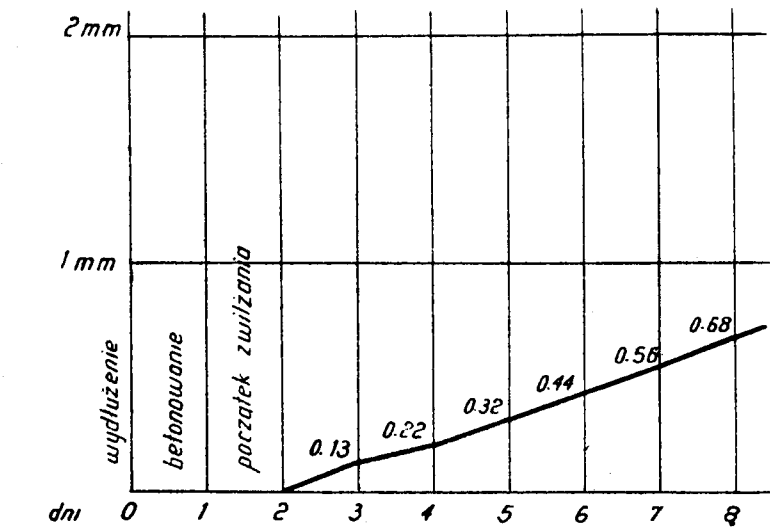
Fig. 6. - Exécution de la voûte en béton sauf le clavase et les bandes au droit des vérins

Rys. 4. Betonowanie części środkowej.



Rys. 5. Szczegół łuku w zworniku.

przerywano co 1 m pozostawiając szparę dylatacyjną 1-centymetrową dla umożliwienia ekspansji podłużnej. Próby cementu ekspansywnego przeprowadzone aparatem Faury pod obciążeniem jednostajnym i przy dozowaniu cementu 400 kg/m³ dały w wyniku po 25 dniach wydłużenie 2,2 mm na metrze, tzn. 1,65 mm na szerokości 0,75 m zwornika (rys. 6).



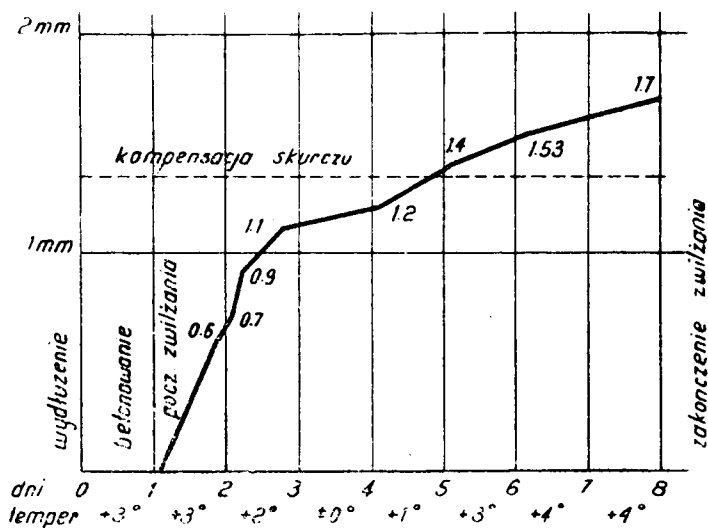
Rys. 6. Wykres wydłużeń.

Ponieważ okres zwilżania wydał się zbyt długi, zastosowano w celu skrócenia pracy na placu budowy beton o zawartości cementu 600 kg/m³. Zwilżanie odbywało się przy użyciu najbardziej nowoczesnych metod, jak szczelne otwory, gipsowe

uszczelki otaczające zwornik. Nawilgocenie wstrzymano ósmego dnia; uzyskane wydłużenie wyniosło wówczas 1,7 mm (rys. 7).

4. Usunięcie lewarów

W końcu zabetonowano przestrzeń, którą zajmowały belki i lewary, wreszcie rozebrano rusztowania.



Rys. 7. Wykres wydłużeń.

Przywrócenie budowli do stanu używalności zakończono przy utrzymaniu maksimum bezpieczeństwa i to bez przerywania normalnego ruchu po kanale. „Travaux” — Nr 169, 1948.

Tłum. A. Klecz.

LISTY DO REDAKCJI

INŻ. J. SZULC

„MODUŁ W MOSTOWNICTWIE“

Zagadnienia poruszone w artykule inż. Z. Pieślaka (Inż. i Bud. Nr 5—1950) powinny stać się tematem dyskusji szerszego grona projektantów mostowych, gdyż wprowadzenie modułu w mostownictwie umożliwi normalizację elementów.

W innych dziedzinach budownictwa moduł został już wprowadzony, lecz mimo to, problem modułu nie został tam definitywnie rozwiązany. W budownictwie mieszkaniowym moduł został podyktowany wymiarem cegły, zaś w budownictwie przemysłowym (halowym) rozstawem słupów. W obu tych wypadkach moduł odnosi się do wymiarów obiektów w planie i jest na ogół (lecz nie zawsze) jednakowy dla dwóch kierunków wzajemnie prostopadłych. Dla trzeciego wymiaru, tj. wysokości, jest różny od poprzednich i nie zawsze obowiązuje.

Inaczej przedstawia się sprawa modułu w mostownictwie. Tu ze względu na przeznaczenie obiektu wyraźnie można odróżnić długość obiektu od jego szerokości i dlatego można oddzielnie rozpatrywać moduł dla długości, a oddzielnie dla szerokości mostu. Moduł dla długości mostu, tj. dla dźwigarów głównych, nie jest nowym zagadnieniem. W mostach wojсковых z reguły stalowych, przyjął się dla długości

mostu moduł $M = 5,00$ m. Moduł ten oprócz swej całkowitej, a więc łatwej w liczeniu wartości, został również podyktowany względami konstrukcyjnymi. Podłużnice o rozpiętości równej modułowi, tj. odstępowi węzłów dźwigarów głównych (odstępowi poprzecznym), mogą być wykonane z profili walcowanych.

Moduł przyjęty dla mostów stalowych może być zastosowany i dla mostów z innych materiałów (żelbet monolityczny, żelbet prefabrykowany, konstrukcja stalowa współpracująca z betonem lub żelbetem).

Moduł $M = 2,50$ m proponowany przez autora artykułu mieści się w module $M = 5,00$ m, a więc i tablica proponowanych przez niego rozpiętości przeseł może być zastosowana przy 5-metrowym module.

Dla modułu $M = 5,00$ m oraz jego połówek i ćwiartek można ułożyć szereg zaleconych rozpiętości przeseł, nieco odbiegający od szeregu podanego w artykule. Dla mniejszych rozpiętości można stosować stopniowanie rozpiętości wg ułamków modułu, dla średnich rozpiętości wg całych modułów, zaś dla większych rozpiętości wg uwielokrotnionych modułów i tak przy stopniowaniu:

po 0,25 M = 1,25 m	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50 m
„ 0,50 M = 2,50 „	—	12,50	15,00	17,50	20,00	22,50	25,00 „
„ 1,00 M = 5,00 „	—	25	30	35	40	45	50 „
„ 2,00 M = 10,00 „	—	50	60	70	80	90	100 „
„ 4,00 M = 20,00 „	—	100	120	140	160	180	200 „

Moduł $M = 5,00$ m nieraz już został z korzyścią dla konstrukcji zastosowany w nowych mostach. Nie stoi więc nic na przeszkodzie żeby go w dalszym ciągu w miarę możliwości stosować.

Sprawę modułu długości mostu można uważać za rozwiązana, wystarczy tylko wprowadzać jeden obrany moduł np. $M = 5,00$ m.

Gorzej przedstawia się sprawa ustalenia modułu dla szerokości mostu. Moduł ten jest zależny od wielu czynników, a mianowicie od tego, czy most jest kolejowy, czy drogowy, następnie od klasy obciążenia, od ilości pasów jezdnych (szerokości mostu), od tego, czy pomost jest górą, dołem względnie zagłębiony, a w głównej mierze od rodzaju materiału pomostu. Przypuszczam, że nie będzie można ustalić wspólnego modułu dla długości i szerokości mostu. Dla umożliwienia wprowadzenia modułu szerokości mostu przede wszystkim należy ustalić typowe przekroje poprzeczne mostów w zależności od ich przeznaczenia, a następnie należy ustalić kilka typów pomostów w zależności od rodzaju materiału (niecki, koryta cylindryczne zbrojone, dyle stalowe, dyle lub płyty żelbetowe prefabrykowane, płyty żelbetowe monolityczne itp.). W ramach poszczególnych materiałów będzie można ustalić moduł dla różnych szerokości mostu, a od tego należy zacząć.

Wspólny moduł dla długości i szerokości mostu nie przedstawia większych korzyści, gdyż wzdłuż i wszerz mostu stosuje się różne ze względu na ich przeznaczenie elementy. W mostownictwie nie jest wymagane obracanie elementów w planie o 90° jak to ma miejsce z cegłą przy murowaniu ścian, wobec czego nie należy się krępować jednolitością modułu dla długości i szerokości mostu.

Wg propozycji autora moduł w mostownictwie należy wprowadzać stopniowo. Stopniowe wprowadzanie modułu jest tylko wtedy możliwe, gdy moduł już wprowadzony nie będzie krępował modułów wprowadzanych później, czyli gdy będą co do wielkości niezależne, gdyż w przeciwnym razie należy wprowadzić od razu moduł na wszystkie elementy.

W artykule na trzech przykładach mostów drogowych wykazał autor możliwość zastosowania modułu $M = 2,50$ m również dla szerokości mostu. W praktyce jednak spotykamy się z takim rozmieszczeniem jezdni, torowiska tramwajowego, ścieżek rowerowych bądź chodników w przekroju poprzecznym mostu, dla którego moduł $M = 2,50$ m staje się niewygodny. Także dla mostów kolejowych moduł $M = 2,50$ m dla szerokości jest nieprzydatny.

W jednym z przykładów autor powołując się na „Przepisy mostów drogowych” rozważa możliwość zastosowania modułu dla mostów z jezdnią szerokości 9 m. Jezdnia szerokości 9 m jest wadliwa ze względu na bezpieczeństwo ruchu. Przepisy radzieckie dla dróg i mostów przewidują dla dwukierunkowego ruchu tylko następujące szerokości jezdni: 7 m, 12 m i 18 m. Również w tej sprawie wypowiedział się inż. Gniewiński w artykule p. t. „O szerokości jezdni arterii komunikacyjnej W—Z”, zamieszczonym w czasopiśmie „Inżynieria i Budownictwo” Nr 9/48 r.

Żeby nie ograniczać się tylko do krytyki odnośnie modułu dla szerokości mostu, proponuję podobnie jak w budownictwie ogólnym zastosować mniejszy moduł dla szerokości mostu, a mianowicie $m = 25$ cm, lub ostatnio wprowadzany $m = 10$ cm.

Na zakończenie podaję, że z korzyścią stosowałem w projektach moduł dla długości mostu $M = 5,00$ m, zaś dla szerokości $m = 10$ cm.

SŁOWNICTWO TECHNICZNE

INŻ. R. MALINOWSKI

PREFABRYKAT CZY ELEMENT BUDOWLANY?

W artykule tym chciałem omówić znaczenie przyjętego w naszym budownictwie określenia (nazwy) prefabrykat, jego pochodzenie, słuszność i celowość dalszego jego stosowania.

Właściwe określenie (nazwa) pewnego przedmiotu, zjawiska, właściwa jego definicja jest nie tylko ułatwieniem zrozumienia jego istoty (treści) ale także i zadań jakie spełnia i ma spełnić dany przedmiot, dane zjawisko.

Jasne określenia przedmiotów produkcji, środków (narzędzi) produkcji, czynności (operacji) produkcyjnych, ich definicje, nomenklatura, klasyfikacja mają zasadnicze znaczenie w procesie produkcji, są dowodem zrozumienia zadań jakie mają spełniać. I odwrotnie niejasne „mętne” określenia i definicje przedmiotów itd. są dowodem niezrozumienia zadań, jakie spełniać one mają.

Prawdopodobnie tak się ma sprawa z nazwą „prefabrykat”, z określeniem „prefabrykacja”.

Pochodzenie określenia „prefabrykat” mimo oparcia się na francuskim określeniu — „*prefabrikation*” — „beton prefabrice” jest oryginalne nasze.

Co ono oznacza spróbuję wyjaśnić w dalszym ciągu. W każdym bądź razie ani w języku niemieckim, ani angielskim, ani rosyjskim, ani nawet we francuskim określenia prefabrykat, bądź wyrażenia o podobnym znaczeniu nie spotkałem.

W słowniku francuskim jako słowa oddzielnego „*prefabrikation*” nie znalazłem, natomiast występuje ono w połączeniu z wyrazem „beton” jako „beton prefa-

brice” w nazwie czasopisma betoniarskiego oznacza faktyczny wyrób betonowy. Podobne określenia w innych językach brzmią:

w języku niemieckim: „*Fertigbetonbauteile*”,
w języku rosyjskim: betonnyje (żelazobetonnyje) izdelia.

Do słownictwa technicznego w Polsce wszedł „prefabrykat” w roku 1946/7. W ciągu kilku lat jedyną fabryczną cechą unowocześnienia zacofanego rzemiosła betoniarskiego była tylko jego „fabryczna” nazwa.

Dziwne się jednak wydaje, że wyrażenie to nie znalazło przytułku w słownictwie technicznym innych dziedzin przemysłu — a nic nie świadczy o tym, że określenie „prefabrykat” jest czymś specjalnie związane z budownictwem.

Nie ma dotychczas definicji prefabrykacji mimo wielu prób. Nie jest to chyba przypadkiem: moim zdaniem nie ma prefabrykatów, a są wyroby i elementy betonowe.

Byłem świadkiem kilku dyskusji i kilku prób podania właściwej definicji. Na jednej konferencji w PKPG prof. inż. Nechay zdefiniował prefabrykat, jako „gotowy element montażowy budowy, będący produktem przerobu surowców, materiałów i półfabrykatów budowlanych”. Powyższa definicja, a raczej próba podkreśla różnicę w pojęciach surowiec — materiał — półfabrykat i gotowy element i może częściowo być podstawą dla klasyfikacji asortymentu produkcji.

Były próby innej definicji: wszystkie przedmioty (materiały itd.) mające zastosowanie w budownictwie,

a będące produktem obróbki materiałów, surowców itd. są prefabrykatami. Ponieważ w tym ujęciu prefabrykatem jest wszystko i żwir i cegła i żelazo (stal zbrojeniowa), uważam, że można ją śmiało odrzucić.

Zdziwiło mnie natomiast bardzo przyjęte w Zarządzeniu Ministra Budownictwa 137 z 4.X.1950 r. w sprawie stosowania prefabrykatów, określenie (pkt 1 instrukcji) „*Prefabrykat w ujęciu instrukcji jest to element budowlany wyszczególniony lub odpowiadający warunkom (pozycjom), ogłoszonej przez Ministerstwo Budownictwa listy prefabrykatów, stanowiącej załącznik do niniejszej instrukcji. Lista ta będzie uzupełniona w miarę potrzeby*”.

Nie potrafiono więc znaleźć definicji prefabrykatu a rozwiązanie znaleziono w liście. Jeśli chodzi o listę prefabrykatów jak też i wydany katalog, nasuwają się następujące wątpliwości:

1. Czy prefabrykatami są wyłącznie elementy betonowe i żelbetowe, a nie wszelkie elementy (montażowe) budowlane.
2. Katalog nazywa się: „Katalog Prefabrykatów i gotowych wyrobów betonowych”. Z nazwy można by sądzić, że zachodzi różnica między prefabrykatem a gotowym wyrobem betonowym, z treści jednak to nie wynika.
3. Dziwnym zbiegiem okoliczności w liście prefabrykatów zamieszczono jako elementy różne „wyroby betonowe”, które nie są w ścisłym słowa znaczeniu prefabrykatem, lecz mogą być stosowane w budownictwie: skrzynki na kwiaty, ule, lodówki, skrzynki kasowe w ścianach, ławki i nagrobki; z tego wynikałoby, że istnieje jakieś „ściśle określenie” dla „prefabrykatu” co jest sprzeczne z definicją w instrukcji. W każdym razie listę prefabrykatów zwięźono do listy wyrobów betonowych, a w tym wypadku jest ona bardzo niekompletna.

Powyżej podane określenie trudno nazwać definicją, nie daje ona właściwej treści przedmiotu ani też treści produkcji „prefabrykacyjnej” czyli przemysłu budowlanych elementów montażowych.

Podsumowując powyższe rozważania uważam, że:

1. nie sformułowano ostatecznie definicji prefabrykatu mimo wielu prób,
2. określenie to jest niejasne,
3. jest obce językowi polskiemu,
4. jest zbędne i może być śmiało zastąpione określeniem element budowlany.

Radzieckie określenie i definicje są dowodem głębokiego zrozumienia treści i zadań jakie spełnia przedmiot produkcji — montażowy element budowlany, jest wyrazem głębokiego zrozumienia produkcji. Przyjęto wg prof. Chutoriańskiego:

1. *Półfabrykat budowlany jest produktem obróbki jednego lub kilku składników (materiałów i surowców budowlanych), z którego w wyniku dalszej obróbki można wykonać gotowy element lub konstrukcję budowlaną. Do takich zalicza się beton, zaprawę, zbrojenie itd.*
2. *Element budowlany jest produktem obróbki materiałów lub półfabrykatów, stanowiący gotową część konstrukcji i wymagający w wykonawstwie jedynie operacji montażowych, np. składane elementy żelbetowych, stalowych i drewnianych konstrukcji, jak: okna, drzwi, płyty i bloki ściennne, stropy, stopnie, schody.*

2a. Określenie powyższe nazywa prof. Chutoriański umownymi (warunkowymi) i w szerokim wachlarzu produkcji można niektóre wyroby zaliczyć i do pierwszej i drugiej kategorii. Ponadto w wyniku rozwoju przemysłu materiałów budowlanych i przemysłu budowlanego pojęcia powyższe mogą ulec zmianie. Są one jednak obecnie podstawą nomenklatury działów przemysłu budowlanego, która dzieli się na 4 grupy (wg Chutoriańskiego 1945 r.):

- I grupa: Eksploatacja i uszlachetnienie kruszyw.
- II „ Produkcja półfabrykatów.
- III „ Produkcja elementów i wyrobów budowlanych.
- IV „ Produkcja konstrukcji budowlanych.

Uważam, że nowa organizacja budownictwa w Polsce powinna wytyczyć właściwą drogę przemysłu materiałów budowlanych, przemysłu półfabrykatów przemysłu elementów budowlanych.

Ich znaczenie w realizacji zadań planu sześcioletniego wszyscy rozumieją. Właściwa nazwa — wprowadzi jasność w treść — we właściwą nomenklaturę produkcji gotowych elementów budowlanych.

Za taką nazwę uważam *element budowlany* (zamiast *prefabrykat*) i Zakłady Przemysłu Budowlanego (zamiast Zakładów Prefabrykacji).

INŻ. T. NICZEWSKI

PREFABRYKACJA

Chwalebną i pożyteczną rzeczą jest dbałość o czystość języka ojczystego i dlatego wszelka dyskusja nad ustaleniem polskiego słownictwa technicznego powinna być rozwijana jak najszerszej i jak najsilniej pobudzana i propagowana przez wszystkich, którym drogi jest język ojców i pradziadów.

Postęp techniczny, powstawanie nowych materiałów, maszyn, sprzętu, procesów technologicznych z ich różnymi określeniami częściowymi itd., itd. stawia konieczność przed światem technicznym stwarzania wielu nowych nazw, określeń i definicji. Niejednokrotnie tego rodzaju słowotwórstwo jest b. trudne, szczególnie dla specjalistów pewnych dziedzin techniki, którzy nie są do tego przygotowani i nie posiadają dostatecznej wiedzy o prawidłowym i zgodnym z duchem języka polskiego słowotwórstwie i językoznawstwie. Konieczność życiowa wymaga jednak stworzenia pewnych nazw lub określeń i definicji, aby zaistniała możliwość porozumiewania się jednoznacznie. W takich wypadkach powstają nowotwory lepiej lub gorzej udane, czasami bardzo zręczne i szczęśliwe, częściej dosłowne tłumaczenia z języków obcych, wręcz w swojej budowie sprzeczne z zasadami tworzenia wyrazów, lub wprost barbaryzmy. Nasz język techniczny ma tak dużo zaśmieceń wszelkiego rodzaju, a równocześnie posiada ogromne braki w określeniach i nazwach, i stanowczo nie dorównuje ogólnemu postępowi techniki — wprost brak nam niejednokrotnie słów, którymi pragniemy nazwać jakiś przedmiot, materiał, lub brak określenia czy też definicji na pewne zjawiska, procesy technologiczne, organizacyjne itp. Prace Komisji Słownictwa Technicznego przy PKN nie nadążają za potrzebami „rynku” technicznego i nic nie wskazuje, że z tej strony świat techniczny będzie uzyskiwał bieżącą pomoc. Jedyną radą i koniecznością równocześnie staje się zbiorowa praca wszystkich, którzy napotykają na te trudności, rozwinięcia szerokiej i wszechstronnej dyskusji na łamach czasopism technicznych. Dyskusja ta posłużyć będzie mogła równocześnie jako materiał do prac wspomnianej komisji słownictwa PKN, która po przeprowadzonej i wyczerpującej dyskusji, a może również po przeprowadzeniu odpowiednich ankiet będzie mogła z wysokości swego areopagu orzec kto ma rację i jak powinno być.

Na łamach czasopisma „Inżynieria i Budownictwo” od czasu do czasu padają głosy w sprawie słowotwórstwa technicznego i szereg określeń zostało dostatecznie oświetlonych. Do takich określeń można by również zaliczyć „*prefabrykację*”¹⁾.

Inż. R. Malinowski atakuje ponownie określenie „*prefabrykat*”, kwestionując zarówno poprawność sa-

1) Patrz dyskusja na ten temat: „Inżynieria i Budownictwo” Nr 5 — 1946 str. 216, Nr 2 — 1947 str. 89, Nr 10 — 1948 str. 464, Nr 9 — 1949 str. 520.

mej nazwy jak również podkreśla brak dokładnej definicji określenia „prefabrykacja“. Widocznie dotychczasowa dyskusja nie przekonała wszystkich o słuszności tej nazwy. Niech więc dyskusja dalsza sprawę tę pogłębi.

Ponieważ byłem swego czasu promotorem akcji zwalczania tego wyrazu i inicjatorem próby zastąpienia go określeniem innym (zamiast budownictwo prefabrykowane — budownictwo składowe), poczuwam się do obowiązku zebrać wyniki dotychczasowej dyskusji na ten temat. Muszę jednak na wstępie przyznać się, że dotychczasowi dyskutanci przekonali mnie do określenia „prefabrykacja“.

Pytanie pierwsze: Co to jest *prefabrykacja*? Jakie określenia dotychczas podano?

1. Nazwę tę używa się dotychczas dość często na oznaczenie fabrykacji masowej elementów budowlanych, wykonywanych w wytwórni i następnie składanych na budowie, przy użyciu nieznanej ilości materiałów budowlanych odpowiednio przygotowanych na terenie budowy. Nazwę tę używa się również w wypadku wykonywania elementów budowlanych lub całych budowli bezpośrednio z przerobionych materiałów na budowie w sposób zbliżony do produkcji masowej (Inż. T. Niczewski „Inż. i Bud.“ Nr 5 — 1946 str. 216).

2. „...prefabrykacją należy nazywać tylko takie budownictwo kiedy zamiast budowania w obecnym sensie, wykonujemy składowe części (czy montaż) domów.

Wszystkie części budynków za wyjątkiem fundamentów, winny być przygotowane w fabryce, a robocizna na miejscu wznoszenia budowy wynosi ok. 0,5 godziny na m³ (Inż. Wł. Przestępski „Inż. i Bud.“ Nr 10 — 1948 str. 464).

3. Prefabrykacja jest to uprzednie przygotowanie fabryczne, metodą przemysłową, gotowych elementów, z których później tylko montuje się budynek lub jego części (Inż. K. Kamiński, tamże).

4. Przez określenie „prefabrykacja“ należy rozumieć takie przygotowanie w sposób uprzemysłowiony elementów budowlanych, w takiej skali powierzchniowej lub przestrzennej, aby elementy te stanowiły poważniejszą część budowli, oraz aby ustawianie ich w miejscu przeznaczenia wielokrotnie zmniejszyło czas w stosunku do czasu budowania sposobem dawnym (Inż. T. Niczewski — zbiorczy referat zjazdowy pt.: „Prefabrykacja w budownictwie“ str. VI — 24).

Mam wrażenie, że podane powyżej definicje są w zasadzie ze sobą zgodne pod względem treści, można by się pokusić jedynie o takie stylistyczne ułożenie, aby nie było żadnych niedomówień, choć nie widzę potrzeby tego.

Można zatem stwierdzić, że określenie „prefabrykacja“ zostało już sprecyzowane i jest na ogół dobrze rozumiane.

Pytanie drugie: *Prefabrykat* czy element budowlany?

Co należy rozumieć przez słowo „prefabrykat“?

1. Jest to „gotowy element montażowy budowy będący produktem przerobu surowców, materiałów i półfabrykatów budowlanych“ (Inż. J. Nechay wg artykułu Inż. R. Malinowskiego).

2. *Elementem budowlanym* jest każda składowa część budowli przygotowana w sposób ręczny lub fabryczny w postaci stałej fizycznie jak belka prosta lub złożona odpowiednio lekka, listwa, płyta lub płytki, element bryłowy jak cegła, pustak, kamień obrobiony itp. Nie będzie elementem budowlanym piasek, cement, żwir, zaprawa, lepek, belka drewniana nieobrobiona i nie przygotowana do montażu itp. (definicja autora).

„*Prefabrykatem*“ pokusiłbym się nazwać takie elementy budowlane wykonane sposobem uprzemysłowionym, które stanowią zarówno w skali powierzchniowej, przestrzennej jak i montażowej poważniejszą część budowli, której montaż (wbudowanie w obiekt wykonywany) musi się odbywać przy użyciu większej

siły (przy użyciu różnego rodzaju dźwigów, siły kilku ludzi itp.).

Przy takim określeniu każdy prefabrykat będzie oczywiście elementem budowlanym, ale nie każdy element budowlany nawet wykonany sposobem fabrycznym będzie prefabrykatem. A więc cegła, płytki terrakotowe, deszczułki podłogowe, pustaki stropowe, będą elementem budowlanym, ale nie będą prefabrykatem, natomiast większe płyty ściennie, części lub całe kratownice lub belki ciężkie i gotowe do montażu, okna, drzwi, zespoły instalacyjne itp. będą prefabrykatami.

Przy takim określeniu różnica między elementem budowlanym a prefabrykatem (w obydwu wypadkach wykonywanymi sposobem uprzemysłowionym) polega na różnicy w wielkości powierzchniowej lub przestrzennej oraz ciężarze.

Oczywiście będą też istniały graniczne elementy, które trudno będzie wyraźnie sklasyfikować czy nazywać je prefabrykatami, czy też są tylko elementami budowlanymi. Myślę jednak, że takie rozszerzenie pojęcia na elementy budowlane i prefabrykaty wzbogaci nasze słownictwo techniczne, a nie utrudni w porozumiewaniu się fachowców. Uważam również, że używanie słowa „prefabrykat“ ma sens tylko przy rozpatrywaniu zagadnień związanych z prefabrykacją (patrz niżej).

Pytanie trzecie: Co to jest *budownictwo prefabrykowane*?

O pełnej prefabrykacji budowy można mówić tylko wtedy, jeśli wszystkie rodzaje robót budowlanych łącznie z wykończeniowymi zostaną zamienione przez montowanie (składanie) gotowych elementów (prefabrykatów), gdzie zatem na miejscu budowy — poza zmechanizowanym sposobem wykonania fundamentów — wchodzi w rachubę tylko montaż.

Pełnej stuprocentowej prefabrykacji budowy w chwili obecnej prawie nie ma. Postępy techniki i uprzemysłowienie budownictwa stale zwiększają procent częściowej prefabrykacji i może już niedaleka przyszłość pokaże, że stopień uprzemysłowienia i zmechanizowania budowy będzie tak duży, że tego rodzaju budowy będzie można nazwać całkowicie prefabrykowane (ok. 80—90% całości robót).

Natomiast częściowa prefabrykacja budowy stosowana jest obecnie b. często i zakres jej zarówno co do obiektów prefabrykowanych jak i udziału w ogólnym budownictwie stale się rozszerza i wszystko przemawia za tym, że postęp w tym kierunku będzie się stale zwiększał.

Pod określeniem częściowej prefabrykacji należy rozumieć wykonywanie części obiektu (konstrukcja nośna, stropy, schody, dachy, niektóre roboty wykończeniowe itp.) przy użyciu prefabrykatów (w znaczeniu jak to wyżej określono).

Pytanie czwarte: Czy słuszne jest używać określenie „*prefabrykacja*“, „*prefabrykat*“ z uwagi na poprawność językową?

Pod tym względem dyskusja przeprowadzona na łamach „Inżynierii i Budownictwa“ jest prawie jednoznaczna. Przeważająca większość głosów wypowiedziała się za przyjęciem tego określenia. Oto ważniejsze głosy:

Prof. dr M. T. Huber: Przechodząc do „prefabrykacji“ widzę, że próżny byłby trud spolszczenia tego wyrazu i najlepiej pozostawić go w tym brzmieniu tak jak pozostawiamy w innych dziedzinach, np. polaryzację, izolację, inflację, konstytucję itp. („Inż. i Bud.“ 1947 str. 89).

Inż. K. Kamiński: Wracając wreszcie do samego „słowa“ to jakkolwiek istotnie jest ono pochodzenia obcego, to przecież składa się z dwóch wyrazów dobrze już przyswojonych w języku polskim: pochodzącym z łacińskiego fabricatio — fabrykacja i prae — przed, w przód, z góry.

Wyrazy np. prehistoria, prehistoryczny — są też pochodzenia obcego grecko-łacińskiego, a służą od wielu lat naszemu językowi.

Wreszcie, gdyby proponowano coś lepszego to oczywiście trudno by się upierać przy prefabrykacji, choć nie wiem jak dalece celowe są próby wyłączenia z języka wyrażen technicznych, które objęły cały świat („Inż. i Bud.” 1948 str. 464).

Prof. dr W. Olszak: Uważam, że nie powinniśmy się obawiać wyrazów obcych tam, gdzie nasze słownictwo z tych czy innych względów zawodzi. A że zawodzi właśnie tutaj, mamy tego dowody. Obcych (trafnych) wyrażen nie obawiają się i inne języki. Można by w tej mierze przytoczyć dziesiątki i setki przykładów...

Nie będzie zatem ujmą dla nas, gdy i my — z ko-

nieczności — zaadoptujemy od czasu do czasu obcy a trafny termin. Język nasz przez to nie poniesie szwanku. A termin „prefabrykacja” trafnie ujmuje to, co potocznie przezeń oznaczamy („Inż. i Bud.” 1949 str. 520).

Mogę jeszcze dodać wypowiedź ustną do mnie Prof. W. Paszkowskiego: Określenie „prefabrykacja” dobrze oddaje sens i jest już na ogół rozumiane przez ogół inżynierów i techników jednoznacznie. Nie należy go zmieniać. Uważam też, że słowo to nie razi już nas obcością, już się do niego przyzwyczailiśmy.

Sądzę, że powyższe przeanalizowanie zagadnienia słownego „prefabrykacja” przyczyni się do ustalenia i przyjęcia tego określenia w polskim słownictwie technicznym.

NOWE KSIĄŻKI

W. P. Wołkow. *Tonneli na awtomobilnych dorogach.* (Tunele na drogach kołowych). Dorizdat. Moskwa 1950, stron 328, rysunków 240, tablic 27.

Na całość wydawnictwa składają się dwie części: Część I — Poszukiwania techniczne i projektowanie tuneli, Część II — Budowa tuneli.

W części pierwszej znajdujemy: zadania i metody poszukiwań inżynieryjno-geologicznych na trasie tunelu, określenie ciśnienia górotworu, przewidywanie temperatury wewnątrz masywów górskich oraz warunki techniczne, jakim powinien odpowiadać tunel dobrze zaprojektowany, a więc: widoczność, spadki, szerokość i wysokość, krzywe pionowe, wpływ dodatkowego oporu powietrza wewnątrz tunelu. Po zaprojektowaniu — przeniesienie planu w teren i związane z tym roboty geodezyjne.

W dalszym ciągu części pierwszej podano skrajnie tuneli drogowych oraz różnorodne przekroje poprzeczne zależnie od przeznaczenia tunelu, jak również materiały stałej obudowy tunelu: masywnej i składanej z segmentów i bloków przy wykonywaniu tunelu odpowiednio sposobem górniczym i tarczowym, oraz odkrywkowym.

Trzeci rozdział części pierwszej poświęcony jest zagadnieniu ciśnienia gruntu na obudowę tunelu. Rozpatrzono i porównano szereg hipotez: Bierbaumera, Jansena, Rittera, Engessera i Protodiakonowa oraz opisano metody bezpośredniego pomiaru. W tymże rozdziale opisano szereg metod statycznych obliczeń konstrukcji obudowy tunelu o przekroju poprzecznym kołowym i w kształcie podkowy.

Część II — poświęcona wykonawstwu zawiera: odspojenie gruntu przy pomocy materiałów wybuchowych oraz specjalnych maszyn i urządzeń, i odtransportowanie odspojonych materiałów przy użyciu zmechanizowanych środków transportowych.

Rozpatrzono szczegółowo sposoby wykonania tuneli metodą górniczą, jak również podano szereg praktycznych wskazówek odnośnie wykonania sztolni, pochylni i szybów. Najdłużej zatrzymano się nad szczegółowym opisem wykonawstwa przy pomocy tarczy. Konstrukcja samej tarczy, jak również urządzenia jej pomocnicze, jest podana wyczerpująco.

Dla wykonawstwa zmechanizowanego rozpatrzono urządzenie Czichaczewa, Wołkowa oraz Gallingera.

Budowę tuneli przy pomocy tarczy rozpatrzono w szeregu specjalnych warunków terenowych.

W dalszym ciągu podano pokrótce opis wykonania tuneli metodą odkrywkową oraz specjalne wykonawstwo, oparte na budownictwie kesonowym, tunele-sekcje opuszczane, oraz oparte na obniżaniu poziomu wody gruntowej, chemicznym wzmacnianiu gruntu, cementyzacji, glinizacji, bitumizacji i zamrażaniu.

Ostatni rozdział wykonawstwa poświęcony jest zagadnieniu wentylacji tunelu, odwodnieniu, oświetleniu, sygnalizacji i łączności. Książka stanowi cenne uzupełnienie wydanego w roku 1945 przez Transz-

dorizdat dwutomowego dzieła pod tytułem „Tonneli” — dzieła zbiorowego, opracowanego przez kolektyw: K. A. Wachurkin, W. P. Wołkow, L. W. Woronieckij, I. W. Glikin, J. A. Dorman, G. S. Kachanow, D. I. Szor pod ogólną redakcją W. P. Wołkowa, gdzie tunelom na drogach samochodowych poświęcono bardzo mało uwagi.

„Tonneli na awtomobilnych dorogach” Wołkowa dopuszczono w charakterze podręcznika na wyższych uczelniach.

Inż. F. W.

I. M. Mones. *Postrojka podziemnych gorodskich sooruzienij posredstwom szczytow małego sieczenia.* (Budowa podziemnych obiektów miejskich). Wydawnictwo Ministerstwa Gospodarki Komunalnej RSFSR. Moskwa — Leningrad 1949, stron 215, rysunków 119, tablic 24.

Mechanizacja robót tunelowych oraz zastosowanie metody tarczowej wykonawstwa zamiast sztolniowej znalazły szerokie zastosowanie w Związku Radzieckim przy budowie miejskich urządzeń podziemnych: kolektorów i galerii.

W podręczniku znajdujemy opis konstrukcji szeregu tarcz, wykonanych o średnicach od 1,49 do 3,50 m oraz urządzeń pomocniczych, jak również sposoby obliczania poszczególnych detali.

W dalszym ciągu podano opis konstrukcji podziemnych kolektorów i sztolni, jakie można wykonywać przy pomocy tarczy, a więc: bloki betonowe, segmenty żeliwne, bloki ceramiczne itd., wraz ze sposobami ich izolacji.

Znaczna część książki jest poświęcona wykonawstwu. Podano dokładny opis wykonania szybów, sposoby opuszczania tarczy i wykonania robót przy jej użyciu w rozmaitych warunkach terenowych. Opisano również mechaniczne odspojenie gruntów, naładunek i transport materiału oraz zasadnicze czynności dla zapewnienia dobrej pracy wykonanej budowli — uszczelnienie przez wgniatanie żwiru i zaprawy za obudowę, izolacja wewnętrzna i płaszcz żelbetowy ochronny.

Uwzględniono również wykonanie robót w warunkach specjalnych: przy słabych gruntach z zastosowaniem tarcz zakrytych oraz metody hydraulicznej Makowskiego (autora podręcznika o tunelach). Pokrótce opisano stosowanie w warunkach specjalnych sztucznego obniżania poziomu wód gruntowych, użycia sprężonego powietrza, jak również zamrażania gruntów i ich chemicznego wzmacniania. Na zakończenie podano organizację placu budowy, grafiki wykonania robót, organizację wykonawstwa oraz skład projektu.

Podręcznik stanowi wyprzedzenie stosowanej w Polsce techniki wykonawstwa urządzeń podziemnych

gospodarki miejskiej. Podane nowoczesne sposoby budowy, stosowane zwłaszcza w dużych miastach pod ulicami, zaopatrzone w nowoczesne udoskonalone nawierzchnie, o dużym ruchu — sposoby nie wymagające wykonywania otwartych wykopów, znajdują bezsprzecznie i u nas szerokie zastosowanie. Dlatego też należy uznać za rzecz wysoce pożyteczną i wskazaną zaznajomienie się szerokich warstw technicznych z treścią wymienionego wydawnictwa.

Inż. F. W.

N. A. Andrewiczew — Tiubingowe krepleńie wier-
tikalnych szacht (Segmentowe umocnienie szybów pionowych). Ugletiechizdat 1950. Stron 199, rysunków 90, tablic 34.

Ogromny rozwój górnictwa w Związku Radzieckim posunął sprawę budowy szybów pionowych znacznie więcej naprzód aniżeli to uczynili budowniczowie tuneli komunikacyjnych. Dlatego też przy budowie szybów pionowych (np. szybów wentylacyjnych) przy budowie metro lub innych tuneli należy w pierwszym rzędzie opierać się na bogatym doświadczeniu górników.

W wymienionym podręczniku autor podaje ogólny rys historyczny rozwoju obudowy segmentowej, warunki w jakich ten rodzaj obudowy powinien być stosowany oraz detale konstrukcyjne segmentu żeliwnego typu szybowego i typu tunelowego. Jeden z rozdziałów poświęcony jest obliczeniom omawianych segmentów.

Bardzo szczegółowo podano opis wykonania robót i opisy te są tym cenniejsze, ponieważ autor posiada w tym kierunku bogate doświadczenie. Ponadto w specjalnych tablicach są zestawione specyfikacje materiałów, które były użyte w praktyce do wykonania robót. Oprócz metod zwykłych budowy (metoda podwieszania segmentów itd.) autor podaje metody specjalne wykonania budowy, jak np. przy pomocy wibratorów, przy zamrażaniu gruntu itd.

Oddzielne zagadnienie stanowi opis często spotykanych uszkodzeń i usterek na miejscu robót oraz środki zapobiegawcze. Rozpatrzono szczegółowo pęknięcia segmentów, ogólną nieszczelność obudowy, korozję itd. Podano również sposoby konserwacji szybów w okresie eksploatacji. Szereg awarii poważniejszych, jakie miały miejsce na budowach opisano szczegółowo wraz z podaniem środków, jakie tam zastosowano dla usunięcia przyczyny uszkodzeń.

Ostatni rozdział poświęcony jest omówieniu braków i usterek dotychczasowych sposobów wykonywania obudowy (rozchodzenie się szwów przy nierównomiernych obciążeniach) oraz podaje kierunki rozwo-

jowe obudowy tubingowej (obudowa segmentowa trójprzegubowa).

Autor, dzieląc się swym doświadczeniem podaje szereg idei i wskazówek, które niewątpliwie będą bardzo cennym materiałem dla naszych budowniczych i projektodawców metro w Warszawie.

Inż. F. W.

WIADOMOŚCI RÓŻNE

NOWE NORMY

Dyrektor Naczelny zawiadamia, iż we wrześniu 1950 r. wyszły drukiem następujące normy:

PN/B-663	Kosztorys wzorcowy z analizą jednostkową robocizny i materiału. Roboty kowalsko-ślusarskie. Zeszyt XIII (przedruk)	8,40
B-02350	Moduł budowlany (2 ark.)	2,40
B-07100	Harmonogramy budowlane (bro-szura z załącznikami)	39,—
07104		
B-07100	Harmonogramy budowlane. Wy-tyczne opracowania. (Bro-szura bez załączników)	28,20
B-07103	Harmonogram materiałowy	2,70
B-07104	Harmonogram finansowy	2,70
B-82000	Ogrodzenia składane z elemen-tów żelbetowych (PN/B-317 z 1948 r. unieważniono) — 2 ark.	2,40
B-2672	Zakrętki okienne wierzchnie	1,20
94010		
B-2673	Zakrętki okienne wpuszczane do klucza	1,20
94011		
B-2674	Blaszki do zakrętek okiennych	1,20
94022		
B-2675	Hak do zakrętek okiennych wierzchnich zimowych	1,20
94024		
PN/D-96004	Grabowe materiały tarte (bro-szura)	6,60
PN/M-81001	Gwoździe budowlane okrągłe z główką kratkowaną	1,20
M-81002	Gwoździe budowlane kwadrato-we z główką kratkowaną	1,20
PN/B-61036	Narzędzia rzemieślnicze. Szpachle gumowe	1,20
B-54671	Żelazka płaszczyznowe równiaki z odchylaczem i śrubą mocującą	1,20
D-54671		
N-58003	Narzędzia rzemieślników. Pędzle blaszkowe okrągłe z sierści	1,20

Rada Programowa. Przewodniczący — inż. Marian Rzędowski. V-przewodniczący — inż. Włodzisław Głowa. Członkowie: inż. Zygmunt Ambroziewicz, inż. Wojsław Bielicki, inż. Juliusz Goryński, inż. Janisław Haciewicz, inż. Hieronim Karpowicz, inż. St. Kurowski, inż. Jerzy Nechay, inż. Tadeusz Niczewski, dyr. Karol Olszewski, inż. Mieczysław Watraszek. Sekretarz: inż. Tadeusz Topolnicki.

ORGAN POLSKIEGO ZWIĄZKU INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW BUDOWNICTWA

Nakładem Naczelnej Organizacji Technicznej — Warszawa, Czackiego 3/5.

Redaktor Naczelny inż. Tadeusz Niczewski.

Redaktorzy Działowi: inż. Marta Kłyszewska, prof. dr Jerzy Mutermilch, inż. Antoni Zboński.

Redaktor Techniczny Centr. Red. Techn. NOT: dr Jadwiga Włodek-Sanojca.

Redakcja: Warszawa, Narbutta 26, II p. czynna codziennie godz. 9—15.

Administracja: Warszawa, Czackiego 3/5. Prenumeratę wpłacać na konto PKO I-1505 Miesięcznik — „Inżynieria i Budownictwo”.

Warunki prenumeraty:	Kwar.	Półroc.	Rocznie	Warunki prenumeraty:	Kwar.	Półroc.	Rocznie
Dla studentów i uczniów	9 zł	18 zł	30 zł	Zbiorowo powyżej 10 egz.	27 zł	51 zł	96 zł
Dla członków PZITB	9 „	18 „	36 „	„ 30 „	24 „	45 „	84 „
				„ 50 „	21 „	39 „	75 „

Ogłoszenia: cała strona 1500.— zł., 1/2 strony 900.— zł., 1/4 strony 600.— zł., 1/8 strony 360.— zł.

1 mm wiersza w szpalcie 10.— zł.

Za ogłoszenia na okładce plus 20%, za zamówione miejsce plus 20%, przy ogłoszeniach stałych rabat 20%.

Cena pojedynczego numeru 10.— zł.

Instytut Techniki Budowlanej wydaje w roku 1951 „Biuletyn“ w trzech edycjach.

Edycja A ogłaszana na łamach czasopisma „Inżynieria i Budownictwo“ zawierać będzie tematy z zakresu zagadnień konstrukcyjnych, teoretycznych, technologii betonu, drewna, gruntów, zagadnienia lotniskowe, sprawozdania ogólne itp.

Edycja B ogłaszana na łamach czasopisma „Materiały budowlane“ zawierać będzie tematy z zakresu technologii ceramiki, materiałów izolacyjnych, wapna, cementu oraz niektórych materiałów nowych.

Edycja C ogłaszana na łamach czasopisma „Drogownictwo“ zawierać będzie tematykę z zakresu drogownictwa i mostownictwa.

Osoby zainteresowane tematami poruszany mi w poszczególnych edycjach mogą je otrzymać drogą zwykłej prenumeraty, zgłaszając uprzednio swoje życzenia w Instytucie Techniki Budowlanej, Dział Dydaktyczno-Wydawniczy.

R e d a k c j a

Mechanizacja wypraw

Mechanizacja produkcji budowlanej i jej stale zwiększające się nasilenie, dające w konsekwencji skrócenie czasu budowy, racjonalne wykorzystanie pracy ludzkiej i zmniejszenie kosztów, obejmuje coraz szerszy wachlarz elementów składowych budowy. W całości budynku wyprawy stanowią 7% kosztów budowy, a 15% jeżeli chodzi o pracochłonność. Tak duży procent robocizny i względy organizacyjne, szczególnie przy konieczności stosowania zasad pracy równomiernej i możliwości skrócenia czasokresu trwania budowy, są do pewnego stopnia węzłowym zagadnieniem warunkującym przyspieszenie terminu wykończenia i oddania obiektu do użytkowania.

Na podstawie dotychczasowych doświadczeń, w szczególności radzieckich i czeskich, zmechanizowanie wykonywania wypraw idzie w dwu kierunkach — wypraw narzucanych pod ciśnieniem przy pomocy aparatów dyszowych lub łopatowych oraz wypraw wibrowanych. Wszystkie jednak urządzenia służące do tego celu nie rozwiązują w zadowalający sposób całości zagadnienia. Zmechanizowanie wypraw systemem narzutowym pod ciśnieniem jako nowe zagadnienie w naszym wykonawstwie budowlanym wymaga jeszcze szeregu doświadczeń produkcyjnych, możliwych jednak do wykonania z uwagi na posiadany sprzęt. Podane poniżej sprawozdanie z wykonanego większego doświadczenia produkcyjnego naświetla możliwości zmechanizowania tych robót oraz ekonomiczne korzyści

tego rodzaju usprawnienia. Osiągnięte wyniki oparte są na jednym doświadczeniu, są raczej orientacyjne; naświetlając jednak cały cykl produkcyjny, są materiałem dowodowym. Umożliwiają one organizacyjne opracowanie tynkowania mechanicznego, wykonywania wypraw przy pomocy tynkownicy tego typu oraz wyciągnięcie własnych wniosków co do ekonomicznych wartości zmechanizowania tego procesu. Opublikowanie wyników doświadczenia może spełnić rolę również dydaktyczną ujawniając metodologiczny przebieg doświadczeń, a sposób uchwycenia efektów i ich dokumentowania jest to warunek podstawowy do wszystkich prac badawczych; osiągnięte zaś wyniki winny być bazą wyjściową dla dalszych doświadczeń.

Organizacja doświadczenia

Próba wykonywania wypraw przy pomocy tynkownicy mechanicznej typu C-210 została zorganizowana przez Państwowe Przedsiębiorstwo Budowlane Oddział 2 na budowie Internatu PZPR przy ul. Belwederskiej. Założeniem zorganizowanego doświadczenia było praktyczne dostosowanie tego typu tynkownicy do normalnej produkcji budowlanej oraz wyszkolenie ekipy obsługującej całość urządzenia mechanicznego w Przedsiębiorstwie.

Teren doświadczenia obejmował 17 pokoi o łącznej kwadraturze ścian i sufitów 810,77 m². Warunki tech-

nologiczne i techniczne doświadczenia były bardzo korzystne. Pokoje wyprawiane znajdowały się na parterze, układ trzytraktowy z korytarzem szerokości 2 m. Mury ścian zewnętrznych i wewnętrznych wykonane z cegły palonej, stropy gładkie z pustaków ceramicznych. Okna zewnętrzne na parterze były oszklone i mury wewnętrzne przesuszone.

Całość doświadczenia prowadzona była przez instruktora Ob. Mielczarka Mariana oddelegowanego przez Państwowe Przedsiębiorstwo Budowlane Oddział 6. W pierwszym etapie także obsługa kompresora, pompy i wyrzutnika była obsadzona do czasu przeszkolenia miejscowych pracowników przez ekipę PPB Oddział 6. Instytut zorganizował jedynie obserwacje chronometryczne z opisem dnia pracy. Obserwacje pomiarowe prowadzone były w czasie od 24.X.1950 r. do 30.X.1950 r. i jakkolwiek nie został zakończony pełny cykl doświadczeń, można na podstawie uzyskanego materiału sprecyzować wstępne wnioski.

Urządzenia i skład zespołu roboczego przy tynkowaniu mechanicznym

Betoniarka 400 litrów pojemności obsługiwana przez 8 ludzi w tym 1 mechanik i 7 do dowozu kruszywa i napełniania kosza.

Kompresor i pompa tłocząca zaprawę obsługiwane były przez 2 mechaników. Zaprawa z betoniarki wylewana była do pochyło ustawionego zasobnika, przykrytego gęstym sitem o oczkach 1,5 mm, na którym zatrzymywały się wszystkie grubsze części nieprzesiewanego już w tym wypadku kruszywa. Z zasobnika do zbiornika przy pompie zaprawa spływała grawitacyjnie po otworzeniu zasuw, przy czym jeszcze raz uległa przecedzeniu przez sito.

Wydajność zastosowanej pompy wynosiła 6 m³ zaprawy na 1 godzinę. Od pompy zaprawa tłoczona była węzłem gumowym o przekroju 100 mm, który na długości około 5 m od wyrzutnika zredukowany był do średnicy 50 mm. Obsługa wyrzutnika składała się z 1 tynkarza i 3 robotników do przenoszenia węża. Przy pracy ciągłej obsługa wyrzutnika musi być powiększona do 2 tynkarzy, którzy pracują na zmianę.

Grupa tynkarzy wykończeniowych w omawianym doświadczeniu składała się z 9 tynkarzy. Skład tej grupy musi być dużo liczniejszy, przy zachowaniu ciągłości pracy tynkownicy i winien wynosić 25 do 30 tynkarzy. Z grupy tej należy wydzielić zespół dwuosobowy do mocowania listew na ścianach, według których będzie nakładany tynk. Listwy mocuje się albo bezpośrednio po obrzutce lub też przed.

Grupa ciesielska do ustawiania i przestawiania rusztowań — której skład ilościowy zależny będzie od typu rusztowania, musi być zachowany jednak warunek nie hamowania ciągłości prac tynkarskich. Sprawa pomostów jest najtrudniejszym zagadnieniem przy mechanicznym tynkowaniu i winna być szczegółowo opracowana, ponieważ pomosty jakkolwiek konieczne przy ręcznym wygładzaniu i zacieraniu, są zupełnie zbędne przy narzucie tynków, a nawet bardzo utrudniają pracę. Na omawianej budowie pomosty wykonywane były tylko pod ścianami, natomiast środek pokoju nie był zarusztowany w czasie narzucania zaprawy. Sposób ten, jakkolwiek nie rozwiązuje zupełnie zagadnienia, ułatwia jednak do pewnego stopnia pracę narzutu. Właściwym rozwiązaniem byłby typ lekkich przenośnych rusztowań, które mogłyby być ustawione dopiero bezpośrednio przed rozpoczęciem ręcznego wykończenia tynków.

Z uwagi na stosunkowo duży rozprysk zaprawy należy wyznaczyć 1—2 robotników, których zadaniem będzie dokładne oczyszczenie podłóg, a następnie bezpośrednio po narzucie zebranie rozrzuconej zaprawy do skrzyń.

Wyniki doświadczeń i wnioski

Z wykonanych obserwacji chronometrycznych mechanicznego tynkowania w 17 pokojach, jedynie w 4 pokojach wyniki były kompletne, to znaczy był wy-

konany pełny cykl doświadczeń łącznie z ręcznym wygładzeniem tynku. Dla scharakteryzowania organizacji pracy przy mechanicznym tynkowaniu oraz uzasadnienia podanych wniosków podaje się poniższe zestawienie czasów na podstawie analitycznego opracowania obserwacji chronometrycznych (Tablica I).

Tablica I.

Praca tynkownicy w przeliczeniu na 10 m² tynku IV kategorii.

Wyszczególnienie	Praca roboczo-godz.	
	podstawowa	pomocnicza
Obrzutka	0,0077	0,0058/4 rob.
Narzut I	0,0176	0,0091 4 „
Narzut II	0,0176	0,0091 4 „
Narzut III	0,0176	0,0091 4 „
Gładź	0,0095	0,0058 4 „
Łącznie	0,0700	0,0389/4 „

Podane cyfry są średnimi z przeprowadzonych obserwacji chronometrycznych. Na podstawie otrzymanych wyników można określić wydajność roboczą tynkownicy, która na 8 godzin pracy wyniesie:

$$W = 0,85 \times \frac{8 \times 10}{0,0700 + 0,0389 \times 0,25} = 855 \text{ m}^2/8 \text{ godzin}$$

Procentowo podane czasy stanowią:

Praca podstawowa	— 54.70%	całkowitego czasu
Praca pomocnicza	— 30.30%	„ „
Czynności przygotowawczo-zakończeniowe i odpoczynki	15%	„ „

Teoretyczna transportowa wydajność tynkownicy na 8 godzin pracy przy jednorodnym tynku grubości 1,5 cm i sprawności pompy 6 m³/godz. wynosi

$$W_1 = 0,85 \frac{6,00}{0,015} \times 8 = 2,720 \text{ m}^2/8 \text{ godzin}$$

Wydajność dzienna ręcznego wykończenia tynków IV kategorii po mechanicznym narzucie przy indywidualnej organizacji pracy wyniosła:

$$W' = \frac{8 \times 10}{0,0284 + 5,9069 + 0,1081 + 0,1419} = \frac{80}{6,1853} = 13 \text{ m}^2/8 \text{ godz.}$$

Osiągnięte wydajności ręcznej pracy przy wykańczaniu tynków są znacznie niższe od przeciętnych wydajności przy całkowitej pracy ręcznej, wykazują natomiast niechęć do zmechanizowania procesu tynkowania.

Przeciętne wydajności w robotach tynkarskich dla IV kategorii tynków przy zastosowaniu ręcznej pracy i zespołowej organizacji i wykonawstwa, na podstawie szeregu obserwacji chronometrycznych w roku 1949 i 1950 wynoszą:

$$\text{na sufitach } \frac{8 \times 10}{2,30} = 35 \text{ m}^2/8 \text{ godz.}$$

$$\text{na ścianach } \frac{8 \times 10}{2,10} = 38 \text{ m}^2/8 \text{ godz.}$$

W rozbiciu na poszczególne czynności dla wykonania 10 m² tynku potrzeba roboczogodzin przy pracy zespołowej:

Tablica II.

Praca ręczna w przeliczeniu na 10 m² tynku.

Wyszczególnienie	P r a c a			Pierwoty
	wstępna i końcowa	Podst. w.	Pomocn.	Odpoczynek
Wyglądzenie po I narzucie		0,3201		0,0210
Wyglądzenie po II i III narzucie	1,0137	1,6482	0,0490	0,0236
Zatarcie i wykończenie tynku po gładzi	0,0147	3,9386	0 0591	0,0973
	0,0284	5,9069	0,1081	0,1419

Stropy:

Obrzutka	0.23 godz/10 m ² tynku
Narzut	1.14 "
Gładź	0.33 "
Wyglądzenie	0.60 "
Razem	2.30 godz/10 m ² tynku.

Ściany:

Obrzutka	0.17 godz/10 m ²
Bicie pasów	0.42 "
Narzut	0.60 "
Gładź	0.32 "
Wyglądzenie	0.59 "
Razem	2.10 godz/10 m ² .

Biorąc pod uwagę podane czasy potrzebne do wykonania poszczególnych czynności można określić teoretycznie wydajność jaka powinna być osiągnięta w pracy ręcznej po wyeliminowaniu czynności wykonanych mechanicznie, średnio dla ścian i sufitów:

Bicie pasów	0.42 godz/10 m ²
Wyglądzenie po narzucie	0.44 "
Wyglądzenie	0.60 "
Razem	1.46 godz/10 m ² tynku

Teoretycznie możliwa do osiągnięcia wydajność pracy ręcznej przy narzucie zmechanizowanym mogłaby wynieść:

$$W'' = \frac{8 \times 10}{1,46} = 54,8 \text{ m}^2/8 \text{ godzin.}$$

Przyjmując 15% na odpoczynek i przerwy fizjologiczne wydajność praktyczna przy idealnej organizacji pracy winna wynieść:

$$W = \frac{8 \times 10}{1,46 \times 1,15} = 47,7 \text{ m}^2/8 \text{ godzin.}$$

Przyjmując wydajność roboczą tynkownicy 855 m²/8 godz. oraz wydajność ręcznego wykończenia tynków 47.7 m²/8 godz. można ustalić ilość potrzebnych murarzy do zachowania ciągłości pracy, która w konkretnym przykładzie wyniesie około 14.

Przyjęte wydajności pracy ręcznej są osiągnięte przy doświadczeniach zorganizowanych w możliwie najlepszych warunkach, dla warunków przeciętnych należałoby powiększyć ilość tynkarzy przy pracy ręcznej o 50%, tj. do około 20.

Ustalona na podstawie wyników obserwacyjnych wydajność robocza tynkownicy nie jest maksymalna i przy właściwej organizacji pracy i wyszkolonej obsłudze może być zwiększona przeciętnie o 50%. Możliwość zwiększenia wydajności roboczej tynkownicy wiąże się także w konsekwencji ze zwiększeniem ilości tynkarzy wykończeniowych w tym samym stosunku.

Na podstawie wyników obserwacji chronometrażowych robót tynkarskich, wykonywanych ręcznie, ustalone są średnie czasy składowe potrzebne do wykonania poszczególnych czynności. Poniższa tabelka charakteryzuje procentową oszczędność czasu uzyskaną na tych czynnościach oraz na wyeliminowaniu transportu materiału przy zastosowaniu tynkownicy.

Do wykonania 10 m² tynków potrzebną ilość roboczogodzin podano w tablicy III.

Tablica III

Wyszczególnienie	Praca ręczna robocz.	Praca tynkownicy maszynowej/godziny	Obsługa maszyny roboczo/godziny
Obrzutka	0,17	0,0077	0,0077x6+0,009=0,055
Narzut	0,44	0,0528	0,0528x6+0,078=0,395
Gładź	0,32	0,0095	0,0095x6+0,014=0,071
Transport średnio	2,20	—	—
Razem	3,13	0,0700	0,521

W podanym zestawieniu nie uwzględniono przygotowania zaprawy, które w przybliżeniu będzie identyczne dla maszynowego i ręcznego tynkowania chociaż przy zastosowaniu tynkownicy zaprawa musi być staranniej cedzona. Nie uwzględniono także czasu potrzebnego na zebranie do skrzyń zaprawy pozostałej na rusztowaniach po mechanicznym narzucie, której ilość stanowi około 40% narzuconego tynku. Praktyczna oszczędność czasu uzyskana przy zastosowaniu tynkownicy uwzględniając wymienione dodatkowe prace wynosi około 10—15% bez uwzględnienia transportu. Jednak wydajność produkcyjna w stosunku do przeciętnej katalogowej wydajności eliminuje pracę ręczną murarzy o około 40%. Stosunkowo dużo korzystniej wypada porównanie zastosowania tynkownicy dla wyeliminowania jedynie transportu materiału, wówczas obsługa może być zredukowana najwyżej do 3 osób. Ilość roboczogodzin obsługi dla dostarczenia zaprawy na 10 m² tynków przy współczynniku sprawności pracy 85% wyniesie:

$$0,85 \times \frac{10 \times 3}{300} = 0,085 \text{ godz/10 m}^2 \text{ tynku.}$$

W porównaniu z transportem w katalogu Norm i Cen 2,2 godz./10 m² stanowi to około 4%. Nasuwa się przeto wniosek, że przy obecnym stanie organizacji wykonawstwa zastosowanie tynkownicy jest istotnie celowe do wyeliminowania transportu zaprawy daje bowiem dużą oszczędność nawet przy uwzględnieniu kosztów eksploatacyjnych i amortyzacyjnych sprzętu i urządzeń.

Zastosowanie natomiast całkowitego zmechanizowania robót tynkarskich jest w obecnej fazie reorganizacji wykonawstwa trudne do wprowadzenia. Dla możliwości wprowadzenia całkowitego zmechanizowania robót tynkarskich muszą być specjalnie korzystne warunki organizacyjne, jak: specjalne rusztowania, sprawna i liczna grupa cieśli, pełny stan tynkarzy do wykańczania tynków, duże pomieszczenia i odpowiedni front robót na zmianę roboczą wynoszący 900 do 1300 m² ścian i sufitów, oraz wyspecjalizowana obsługa.

Nie bez znaczenia jest także rodzaj ścian i grubość kładzionych tynków przy ścianach źle przesuszonych, grubej warstwie tynku i wilgotnym powietrzu. Wydajność produkcyjna wydatnie wówczas się zmniejsza, ponieważ narzut będzie musiał być wykonywany w 6 lub 7 warstwach, a nie jak w przeprowadzonym doświadczeniu średnio w 3 warstwach. Podłogi w pomieszczeniach tynkowanych muszą być gładkie i przed tynkowaniem dokładnie wymiecione, wówczas spada-

jąca przy tynkowaniu zaprawa, która przeciętnie stanowi 40% układanego tynku, może być zebrana i ponownie użyta. Zaprawa do tynkowania mechanicznego jak już wspomniano na wstępie poza dokładnym przedcedzeniem musi być odpowiedniej konsystencji (niezbyt ciekła) i przede wszystkim zawartość wapna i cementu większa niż przy ręcznym tynkowaniu z uwagi na konieczność szybszego tężenia i zapewnienie lepszej przyczepności do muru.

W pomieszczeniach o kwadraturze ogólnej tynków mniejszej niż 30 m² zastosowanie tynkownicy jest praktycznie niemożliwe i nie powinno być stosowane.

Przedstawione zastrzeżenia techniczno-organizacyjne, które są wynikiem obserwacji tynkowania mechanicznego, upoważniają do zakwalifikowania tynkownicy, przynajmniej w najbliższym okresie realizacji budów, jedynie jako zmechanizowanie transportu zaprawy do zasobników rozmieszczonych na piętrach. Roboty tynkarskie natomiast bardziej celowo wykonywać jest ręcznie systemem zespołowym, a nawet, co da jeszcze lepsze wydajności produkcyjne zwłaszcza przy dużym froncie robót, systemem potokowym.

Inż. Wł. Gołębiowski

Próby łączenia beleczek żelbetowych prefabrykowanych i wyniki badań

Na podstawie informacji otrzymanych ze Związku Radzieckiego o stosowaniu łączonych na budowie elementów prefabrykowanych, Instytut Techniki Budowlanej opracował kilka rodzajów takich złączy dla belek prostokątnych i poddał te złącza badaniom.

W tym celu w Ośrodku Doświadczalnym na Ksawerowie wykonano dla porównania 3 belki o przekroju 25 × 12 cm. Belki te wykonano jednolicie o długości 2,80 m i oznaczono literą A z betonu o wytrzymałości $R_{28} = 160 \text{ kg/cm}^2$.

Jednocześnie wykonano 4 rodzaje belek składających się z 2 odcinków każda, po 3 belki każdego rodzaju. Belki te zostały po 7 dniach połączone ze sobą przez betonowanie złączy.

Do wykonania elementów tych belek jak i do złączy użyto również beton $R_{28} = 160 \text{ kg/cm}^2$.

Zbrojenie zastosowano jednakowe dla wszystkich belek, z tym jednak, że dla poszczególnych rodzajów złączy zbrojenie zostało odmiennie wygięte i zakotwione.

We wszystkich beleczkach zbrojenie górne składało się z 2 prętów $\phi = 6 \text{ mm}$; dolne z 2 prętów $\phi = 10 \text{ mm}$. Strzemiona rozłożone w odległości co 12 cm.

Rozstaw strzemion i układ zbrojenia w złączach został wykonany odmiennie dla każdego rodzaju próbnych beleczek oznaczonych literami „B”, „C”, „D” i „E”, co uwidoczniło na rysunkach szkicowych podanych niżej.

Zasadniczą różnicą połączeń „B” i „C” jest umieszczenie zbrojenia złącza w beleczce „C” tylko w dolnym pasie do wysokości $\frac{1}{2}$ beleczki, zaś w złączu beleczki „B” zbrojenie złącza sięga do wysokości 20 cm od spodu belki.

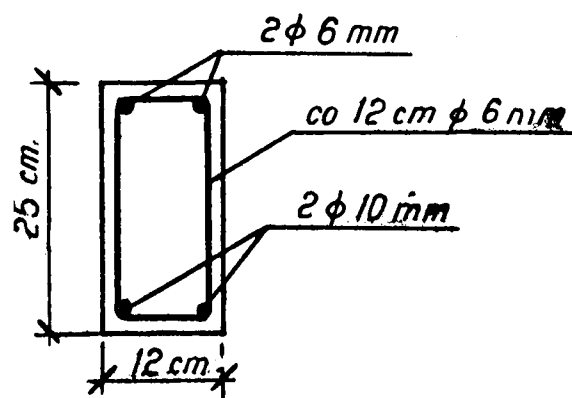
Podobna różnica w rozmieszczeniu zbrojenia złącza zachodzi pomiędzy beleczką „D” i „E” z tym jednak, że sam kształt zbrojenia wykonany jest w odmienny sposób aniżeli w beleczkach „B” i „C”.

Wysokością pierścieni zbrojenia złączy podyktowana została też długość odcinka betonowania połączenia, która dla belek „C” i „E” wynosi 14 cm, a dla belek „B” i „D” 20 cm.

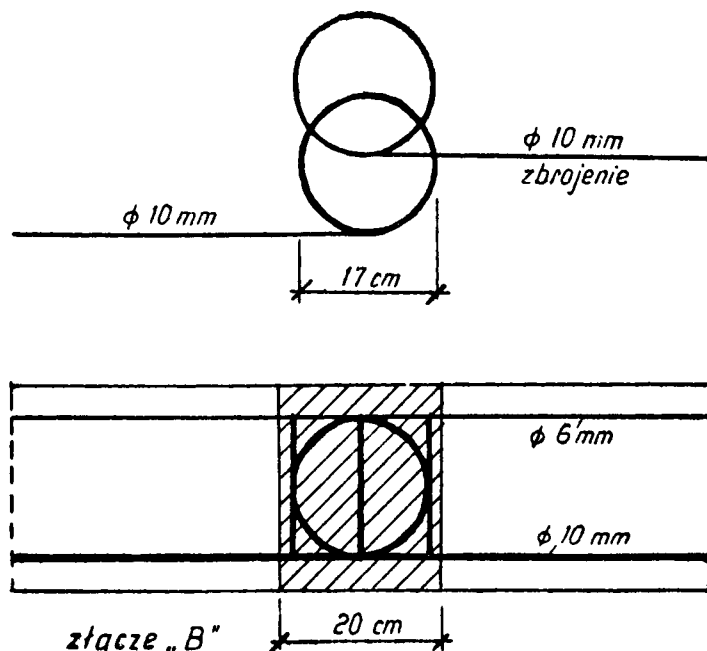
Belka „B”.

Dla każdej z 3 próbnych belek wykonano po 2 odcinki o długości 1,30 m. Po 7 dniach odcinki zostały połączone ze sobą przez zabetonowanie złącza o długości 20 cm. Połączenie w tym przypadku zostało wykonane przez wypuszczenie prętów dolnych w postaci wygiętego pierścieniowo zbrojenia o średnicy pierścienia 17 cm. W ten sposób z każdej części łączonej belki wystawały 2 pierścienie, które przy betonowaniu złą-

cza pokrywały się ze sobą, tworząc w ten sposób połączenie prętów dolnych (każdego z osobna).



Rys. 1. Przekrój belki „A”.

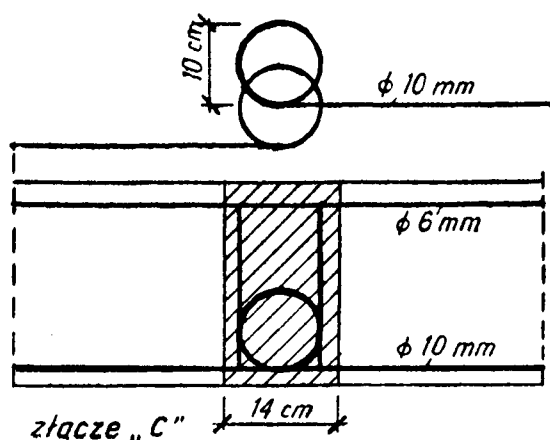


Rys. 2. Połączenie belki „B”.

W złączu dodano trzy strzemiona w miejscach wskazanych na rysunku. W podobny sposób wykonano pozostałe beleczki, stosując inny rodzaj uzbrojenia w złączu.

Belka „C”.

Długość 2 części po 1,33 m.
Długość połączenia 14 cm.

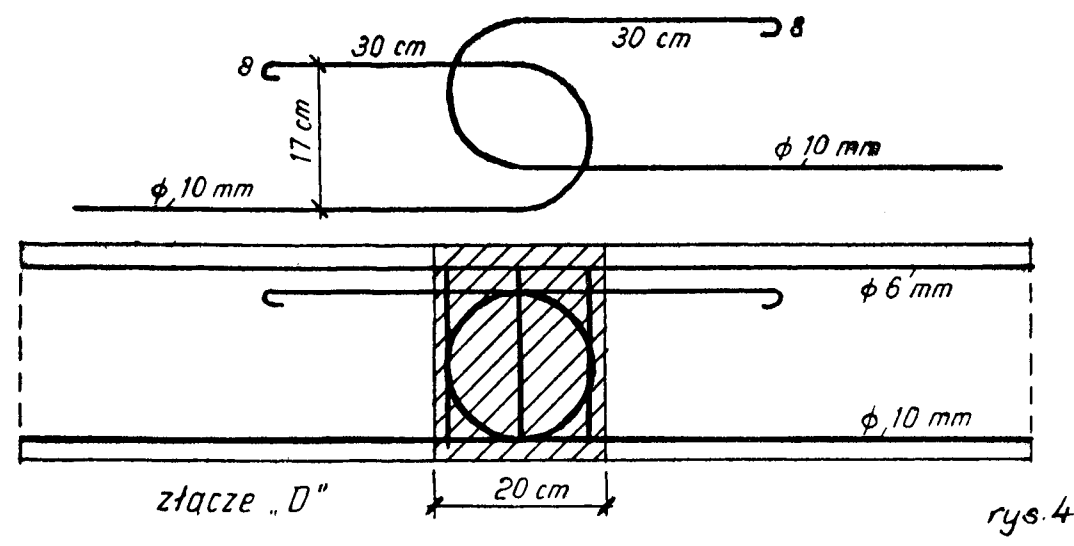


Rys. 3. Połączenie belki „C”.

Pręty dolne wypuszczone i zagięte pierścieniowo, jak w belce „B” lecz o średnicy mniejszej.

Belka „D”.

Długość łączonych części po 1,30 m.
Długość połączenia 20 cm.



Rys. 4. Połączenie belki „D”.

Pręty dolne wypuszczone w formie pętli o średnicy 17 cm z każdej części wystawały 2 pętle do złącza.

Belka „E”.

Długość łączonych części po 1,33 m.
Długość połączenia 14 cm.

Wszystkie połączenia, jak również belka „A”, zostały zabetonowane w 7 dni po wykonaniu żelbetowych połówek belek „B”, „C”, „D” i „E”.

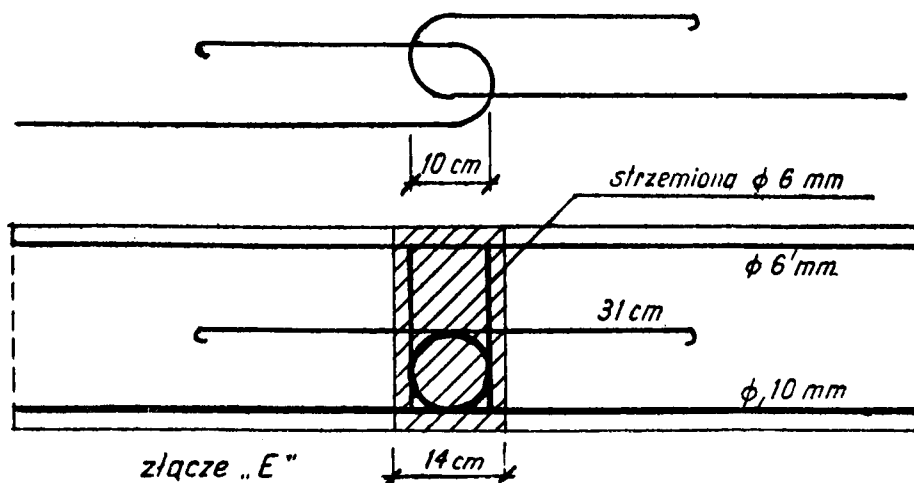
Wszystkie belki zostały oznaczone właściwymi literami i datą zabetonowania i następnie przesłane do laboratorium ITB do Zakładu Technologii Spoiw, Betonu i Kamienia, gdzie zostały zbadane.

Badania odbyły się w 6—8 tygodni po wykonaniu złączy beleczek.

Przebieg prób.

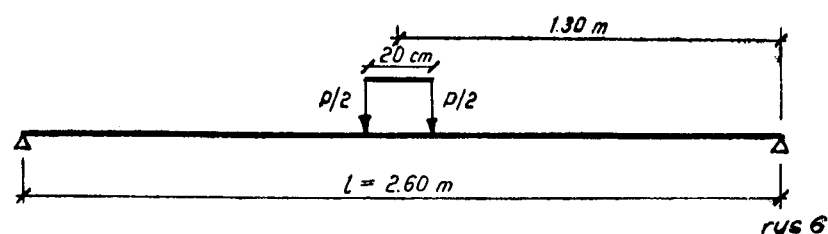
Beleczkę „A” oparto na 2 podporach w ten sposób, aby końce belki wystawały z obu stron po 10 cm. Rozstaw podpór wynosił 2,60 m.

Następnie beleczkę poddawano obciążeniu wg podanego schematu w połowie rozpiętości beleczki. Czujnik ustawiono w połowie rozpiętości pod obciążoną beleczką.



Rys. 5. Połączenie belki „E”.

Pętle wystają w podobny sposób, jak w belkach „D” lecz o średnicy 10 cm.



Rys. 6. Schemat obciążenia próbnego.

Wyniki otrzymane przy obciążaniu aż do złamania kolejno wszystkich belek dla ugięcia mierzonego w środku belki w centymetrach podano w tablicach I—V. Moment powstania rysy w zestawieniach podkreślono.

Tablica I.

Belki „A”.

Siła w kg	Wykonano dn. 17.V. 50	Wykonano dn. 10.VI. 50	Wykonano dn. 28.VI. 50
100	0,01	0,02	0,01
300	0,07	0,05	0,08
600	0,15	0,12	0,18
900	0,26	0,25	0,29
1100	0,35	0,33	0,37
1200	0,38	0,38	0,41
1300	0,43	złamanie	0,45
1600	złamanie		złamanie

Tablica II.

Belki „B”

Siła w kg	Wykonano dn. 17.V. 50	Wykonano dn. 3.VI. 50	Wykonano dn. 21.VI. 50
100	0,02	0,02	
300	0,08	0,04	
600	0,18	0,09	uszkodzona
800	0,25	0,15	w transpor-
1000	0,32	0,22	cie nie zos-
1100	0,36	0,29	tała zbadaaa
1400	0,58	0,42	
1600	załamanie		
1700		załamanie	

Tablica III.

Belki „C”.

Siła w kg	Wykonano dn. 17.V. 50	Wykonano dn. 3.VI. 50	Wykonano dn. 21.VI. 50
100	0,01	0,04	0,03
300	0,06	0,09	0,07
600	0,14	0,15	0,15
900	0,25	0,24	0,22
1200	0,39	0,37	0,37
1300	0,44	załamanie	0,46
1400			załamanie
1600	załamanie		

Tablica IV.

Belki „D”.

Siła w kg	Wykonano dn. 17.V. 50	Wykonano dn. 3.VI. 50	Wykonano dn. 21.VI. 50
100	0,03	0,03	0,03
300	0,09	0,09	0,08
600	0,18	0,18	0,15
900	0,29	0,26	0,23
1200	0,40	0,38	0,35
1300	0,45	0,43	0,39
1500	1,06	załamanie	0,66
1850	załamanie		załamanie

Tablica V.

Belki „E”.

Siła w kg	Wykonano dn. 17.VI. 50	Wykonano dn. 3.VI. 50	Wykonano dn. 21.VI. 50
100	0,01	0,02	0,02
300	0,04	0,06	0,06
600	0,15	0,16	0,12
900	0,27	0,25	0,20
1200	0,38	0,39	0,30
1300	0,42	załamanie	0,34
1400	0,47		0,38
1800	załamanie		0,60
1900			załamanie

Z zestawienia powyższych wyników widać, że ugięcia poszczególnych belek pod działaniem sił obciążających wykazują nieznaczne różnice. Belki wykonane ze złączami, pod działaniem jednakowej siły obciążającej wykazują rysy później, aniżeli ukazują się one w belce wykonanej jednolicie (belka „A”).

Wnioski

Z porównania sił, które wywołały załamanie się belek, dochodzimy do wniosku, że najlepsze okazały się połączenia zastosowane w beleczkach „D” i „E”.

Złącza zastosowane w beleczkach „B” i „C” zasługują jednak na zalecenie stosowania, gdyż belki te wykazały nie mniejszą wytrzymałość, jak belka „A” wykonana w całości.

W opracowaniu są dalsze rodzaje złączy do innych przekrojów elementów żelbetowych i w niedługim czasie zostaną one poddane próbom, a wyniki zostaną ogłoszone w Biuletynie ITB.

Inż. Z. Wyganowski

Wytyczne układania stropów typu „DMS” z belkami strunobetonowymi

Opracowane przez Podkomisję Stropową ITB

1. Wstęp

Niniejsze wytyczne są uzupełnieniem w odniesieniu do stropów DMS z belkami strunobetonowymi publikacji wydanej przez Instytut Techniki Budowlanej p.t. DMS — strop żelbetowy z gotowych elementów.

2. Ogólny opis

2.1. W stropie DMS z belkami strunobetonowymi stosuje się zamiast żelbetowych prefabrykowanych belek stropowych, prefabrykowane belki strunobetonowe o takich samych wymiarach przekroju poprzecznego.

2.2. Belki strunobetonowe DMS są odporne na wstrząsy i uderzenia, dzięki czemu znoszą dobrze transport.

Tablica I.

Strunobetonowe belki stropowe DMS
Typy, uzbrojenia i momenty maksymalne.

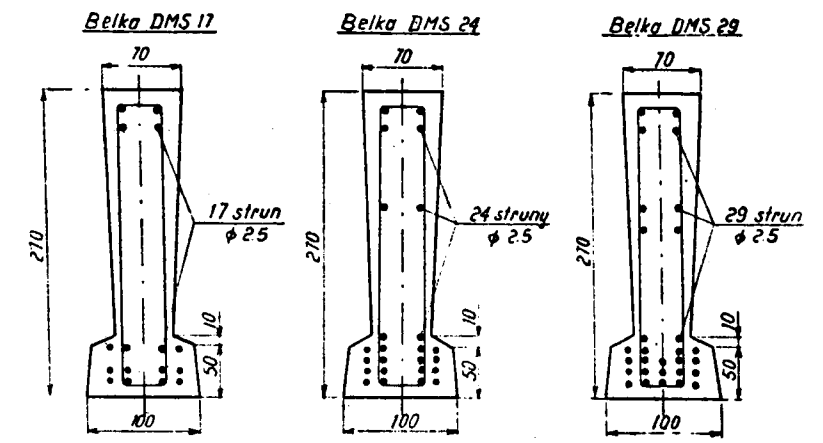
Oznaczenie typu	Zbrojenie	Maksymalny moment gnący M max — kgm
DMS 17	17 strun ϕ 2,5 mm	990
DMS 24	24 „ ϕ 2,5 mm	1360
DMS 29	29 „ ϕ 2,5 mm	1640

Oszczędność w zużyciu stali wynosi ok. 75% w stosunku do belek żelbetowych DMS.

3. Typy belek strunobetonowych DMS i momenty maksymalne

Wytwórnia Doświadczalna Betonów Strunowych na Żeraniu produkuje strunobetonowe belki stropowe DMS wg tablicy I oraz rys. 1, 2 i 3.

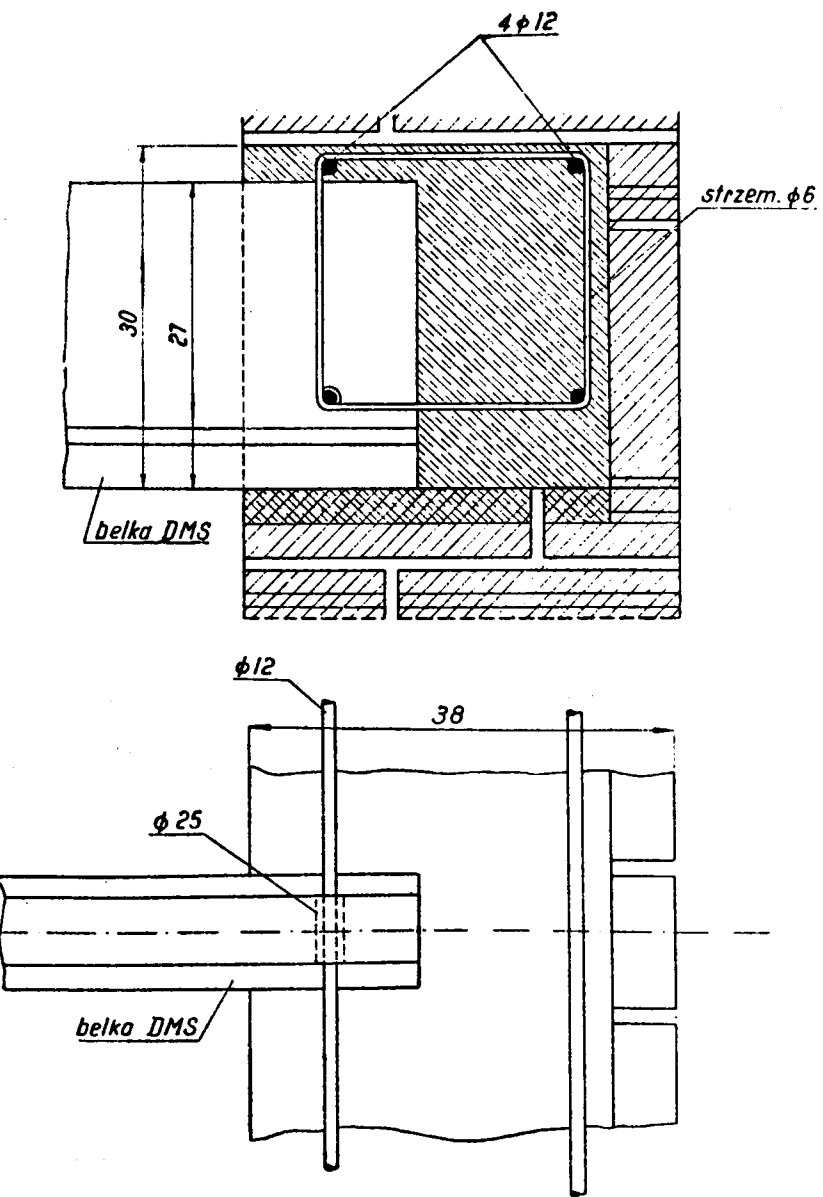
Produkcja belek dla innych obciążeń wymaga uzgodnienia z wytwórcą.



Rys. 1, 2, 3.

4. Założenia dla obliczeń statycznych

- 4.1. Strunobetonowe belki stropowe DMS obliczone są jako belki wolnopodparte na dwóch podporach.
- 4.2. W obliczeniach statycznych strunobetonowych belek DMS nie uwzględnia się współdziałania betonu pachwinowego.
- 4.3. Tablica II podaje zestawienie równoważnych pod względem statycznym wolnopodpartych belek DMS strunobetonowych i żelbetowych.



Rys. 4

Tablica II.
Zestawienie równoważnych wolnopodpartych belek DMS strunobetonowych i żelbetowych.

Belka DMS wolnopodparta	
strunobetonowa T y p:	żelbetowa T y p:
DMS 17	VII
DMS 24	IX
DMS 29	XI

5. Układanie na murach

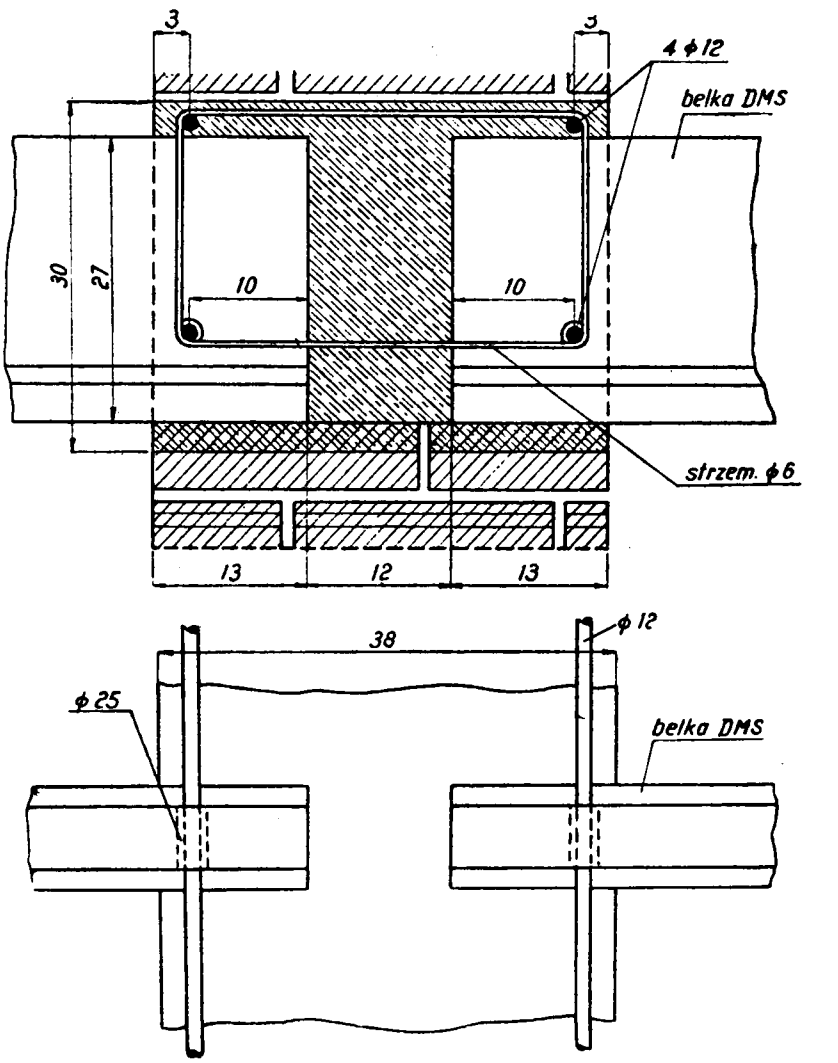
- 5.1. Belki w stropie nad najwyższą kondygnacją można opierać bezpośrednio na murze z cegły pełnej. Końce belek powinny spoczywać najmniej 13 cm na murze.
- 5.2. W stropach międzypiętrowych zaleca się zakotwienie belek strunobetonowych w wieńcu wg rys. 4 i 5. Końce belek powinny spoczywać 13 cm na murze.
- 5.3. Dla przewleczenia kotew przez belki należy wykonać w wytwórni w belkach otwory $\varnothing 25$ mm w odległości 100 mm od końców belek.

6. Obciążenie ściankami, żebra poprzeczne i podciąg

Dla stropu obciążonego ściankami działowymi oraz dla wykonania usztywniających żeber poprzecznych obowiązują przepisy zawarte w ww. publikacji ITB o stropie DMS dla belek żelbetowych.

7. Dozwolony wiek dla transportu belek i montażu stropów

Transport strunobetonowy belek DMS dozwolony jest po 7 dniach, montaż po 21 dniach od daty wykonania.



Rys. 5

Ekspertyzy i opinie

Ekspertyza rzeczoznawców powołana być może nie tylko w celu stwierdzenia stanu wykonanego obiektu i określenia technicznego w formie opinii czy ukończona budowla może być oddana do użytku. Ekspertyza służy również dla wyjaśnienia pewnych zjawisk występujących w ustroju budowlanym w czasie jego pracy. Z uwagi na charakter tych zjawisk powstaje zagadnienie w jakim stopniu wpływają one na wartość budowli pod względem wytrzymałościowym, izolacyjnym itp.

Zagadnienie to wyjaśnia opinia rzeczoznawców po uprzednim dokonaniu ekspertyzy. Ekspertyza w tym wypadku może obejmować wizję lokalną w celu wyjaśnienia przyczyn powodujących dane zjawiska, przeprowadzenie próbnych obciążeń, badania laboratoryjne próbek materiałów wchodzących w skład konstrukcji, badania gruntu itp.

Opinia podaje ostatecznie: 1) przyczynę powstania tych zjawisk, 2) stwierdza stan istniejący pod względem dalszego użytkowania, 3) odnośne środki zaradcze w celu usunięcia i zapobiegnięcia na przyszłość powstaniu podobnych zjawisk. W dalszym ciągu czynniki techniczne związane z obiektem budowlanym obowiązane są postępować w myśl zaleceń opinii.

Z powyższego wynika, że tym zagadnieniem zainteresowane są tylko dwie strony: dział techniczny budowli, oraz Instytut wydający opinię. Natomiast biorąc pod uwagę to, że przyczyna tych zjawisk zaistnieć może zarówno w projektowaniu dokumentacji oraz zarówno w samym wykonaniu budowli, a nieraz i w sposobie użytkowania obiektu, wydaje się wskazane szersze popularyzowanie tych zagadnień, chociażby przez podanie w ogólnych zarysach przedmiotu dokonanych ekspertyz. Zagadnienie to opisane nawet w formie encyklopedycznej może przyczynić się dodatnio do podniesienia stanu technicznego sporządzanych dokumentacji oraz do prawidłowego wykonawstwa.

Zbiór tych zagadnień może służyć również jako podstawa dla prac w zakresie poszukiwań naukowo-technicznych.

Mając powyższe na uwadze podawać będziemy stale na łamach „Biuletynu” naukowe omówienia ciekawszych ekspertyz i opinii.

WPLYW SKURCZU BETONU NA KONSTRUKCJĘ

1. *Opis konstrukcji.* Żelbetowy strop nad piwnicą przykrywa pomieszczenia połączone korytarzami. Pęknięcia stropu występują w płycie nad korytarzami. Strop nad korytarzem składa się z płyty ciągłej grubości 10 cm wspartej na żebrowach o przekroju 30×30 cm rozstawionych w kierunku podłużnym korytarza co 3,70 m. Żebro nad korytarzem opiera się na ścianach murowanych oraz podparte jest w środku słupem żelbetowym tworząc belkę dwuprzęsłową ciągłą o rozpiętości przeseł 4,00 m. Największy wymiar długości stropów nierozdzielony dylatacją wynosi 80,00 m.

2. *Charakterystyka pęknięć stropu.* W płycie stropowej nad piwnicami powstały rysy i pęknięcia o rozwartości 1 — 5 mm. Kie-

runek wszystkich zauważonych rys jest równoległy do żeber, a więc przebiegający poprzecznie do szerokości korytarza piwnicznego. Szerokość rys w górnej powierzchni stropu jest znacznie większa niż w dolnej. Największa ilość rys występuje w korytarzu o największej długości między dylatacjami. Pojawienie się rys zaobserwowano po upływie roku od chwili wykonania konstrukcji stropu.

3. *Przyczyna powstania pęknięć.* Na powstanie rys i pęknięć wpłynęły następujące czynniki:

a) brak dylatacji w konstrukcji stropu (np. na długości 80,00 m) przyczynił się do powstania naprężeń rozciągających od skurczu betonu, które spowodowały spękania płyty stropowej.

b) różnice temperatur powietrza w piwnicy i na parterze przyczyniły się do nierównomiernej szybkości twardnienia oraz skurczu górnej i dolnej warstwy płyty stropu, powodując rozszerzenie się rys ku górze.

4. *Wnioski.* Strop w obecnym stanie nie nadaje się do użytkowania, gdyż płyta stropowa na skutek popękania przestała być ustrojem ciągłym i nie może przez to przenieść projektowanego obciążenia (400 kg/m^2). Niezależnie od tego, wkładki stalowe na skutek pęknięcia płyty są narażone na korozję. Brak dylatacji w konstrukcji stropu powodować będzie dalsze pęknięcia, które mogą występować w ciągu najbliższych 5 lat, z tą jednakże różnicą, że pojawią się one już w mniejszej ilości jak dotychczas.

Wg danych zaczerpniętych z podręcznika żelbetnictwa prof. B. Bukowskiego skurcz betonu na długości 80,00 m wzrasta w następujący sposób:

po 1 miesiącu	$0,10/_{00}$ — 8,0 mm
po 3 „	$0,20/_{00}$ — 16,0 mm
po 1 roku	$0,30/_{00}$ — 24,0 mm
po 6 latach	$0,50/_{00}$ — 40,0 mm

5. *Proponowane środki zaradcze.* Z uwagi na możliwość dalszego występowania skurczu betonu nie można zaniechać wykonania przecięć dylatacyjnych. Biorąc pod uwagę ograniczoną wielkość przewidywanych skurczów wystarczy wykonać dylatację w miejscach, gdzie wąskie korytarze stykają się z szerokimi pomieszczeniami piwnicy.

Dylatację można wykonać w następujący sposób:

a) przeciąć płytę stropową wzdłuż żebra położonego na pograniczu korytarza i szerszego pomieszczenia, i podeprzeć odciętą krawędź płyty konstrukcją ramową żelbetową (żebro+słup) na wzór istniejącej,

b) celem połączenia ramy z płytą należy na odpowiedniej szerokości rozkuć płytę tak, aby można było w tym miejscu ułożyć deskowanie i uzbroić nowe żebro.

Odnośnie pozostałych rys i pęknięć płyty stropowej, należy zabezpieczyć uzbrojenie przed korozją. W tym celu trzeba ostrożnie rozkuć beton wzdłuż rys, a utworzoną w ten sposób podłużną szczelinę o szerokości min. 5 cm zalać półplastycznym betonem.

Inż. Makulski

Komitet Redakcyjny: Redaktor Naczelny — inż. T. Niczewski

Redaktorzy Działowi — inż. F. Esse, inż. J. Lewitas, inż. W. Malinowski, inż. J. Purzycki, inż. A. Zboiński

Redakcja: Instytut Techniki Budowlanej. Warszawa, ul. Narbutta 26. Tel. 40609, 41947, 41948, wewn. 6.

PRZEGLĄD BIBLIOGRAFICZNY BUDOWNICTWA

OPRACOWANY PRZEZ DZIAŁ DYDAKTYCZNO-WYDAWNICZY INSTYTUTU TECHNIKI BUDOWLANEJ

DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „INŻYNIERIA I BUDOWNICTWO”

ROCZNIK 3

WARSZAWA — LUTY 1951

Nr 2

Klasyfikacja zagadnień budownictwa nie jest jeszcze opracowana ostatecznie, wobec tego niżej podany dział prosimy traktować jako tymczasowy. Cały opracowany materiał znajduje się w bibliotece Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie i może być tam przeglądany.

Gwiazdkami, obok porządkowych liczb artykułów oznaczone są publikacje znajdujące się w bibliotece Instytutu Techniki Budowlanej.

BUDYNKI UŻYTECZNOŚCI PUBLICZNEJ

100* II.51

Nasonow W. i Koczunow K.: **Konstrukcje wielopiętrowego gmachu MUF**. „Konstrukcji mnogoetażowego zdanja MGU”. *Architektura i Stroitelstwo*, mies., nr 1, styczeń, 1950, s. 11, D., 34 x 25, 7 str., 4 fot., 8 rys. — Opis konstrukcji stropów międzypiętrowych i oblicowania ścian Moskiewskiego Uniwersytetu Państwowego. Zastosowanie stropów prefabrykowanych w postaci jednej płyty o wielkości izby.

101* II.51

Kelly A. Paul: **Instalacje nierozłączną częścią projektu szpitala**. „Services intergrated in hospital design”. *Engineering News-Record*, 3 sierpn. 50, s. 44, A4, 2 str., 2 fot., 2 rys. — Krótki opis projektu szpitala na 500 łóżek, o konstrukcji żelbetowej, wybudowanego w latach 1948—1950 w miejscowości Wilkes-Barre, obejmujący omówienie układu szpitala, konstrukcji stropów, sposobu prowadzenia przewodów instalacyjnych.

102* II.51

Nowy pasażerski dworzec morski w Southampton. „New passenger terminal, Ocean Dock, Southampton”. *Concr. & Constr. Eng.*, Londyn, mies., tom XLV, nr 7, lip. 50, s. 227, D., A5, 7 str., 6 fot., 7 rys. — Ciekawy opis nowego budynku pasażerskiego dworca morskiego w Southampton. Ogólna kubatura i wymiary budynku, pale fundamentowe żelbetowe, przebieg palowania oraz konstrukcja parteru i piętra. Niektóre szczegóły odnośnie konstrukcji balkonów. Trap z betonu wstępnie sprężonego z krytym przejściem. Opis konstrukcji. Ciekawa konstrukcja ścian z elementów prefabrykowanych betonowych.

103* II.51

Egenter K. arch. (Zurych): **Biurowiec dziennika „Die Weltwoche” w Zurychu**. „Das Geschäftshaus der Zeitung „Die Weltwoche” in Zürich”. *Schw. Bzt.*, Zurych, nr 43, 28 paźdz. 50, s. 597, A4, 3,5 str., 3 + 8 fot., 6 rys. — Opis wielkiego nowoczesnego biurowca o charakterze reprezentacyjnym.

MATERIAŁY BUDOWLANE I DROGOWE KAMIENIE

104* II.50

Burger W. (Szwajc.): **Propaganda kamienia naturalnego**. „Propaganda für Naturstein”. *Schw. Bzt.*, Zurych, nr 33, 19 sierpn. 50, s. 451, A4, 0,6

str., 4 fot. — Głos dyskusyjny w sprawie stosowania kamienia naturalnego w budownictwie.

105* II.51

Naturalne kamienie budowlane i ich zastosowanie w budownictwie naziemnym i podziemnym. „Die natürlichen Bausteine und ihre Verwendung im Hoch und Tiefbau”. *All. B.-Zt.*, Wiedeń, nr 198, 31 maj 50, s. 3, A4, 1,5 str. — Podział i ogólne właściwości naturalnych kamieni budowlanych. Charakterystyka mineralogiczna najważniejszych kamieni. Zastosowanie kamienia w budownictwie naziemnym. Wykonanie muru z kamieni. Podbudowa kamienna dla muru z cegieł. Mury mieszane. Zastosowanie kamienia w budownictwie wodnym i drogowym.

KRUSZYWO

106* II.51

De Quervain F. prof. dr (Szwajc.): **O klasyfikacji kruszywa dla nawierzchni drogowych**. „Ueber die Klassifizierung des Gesteinmaterials für den Strassenoberbau”. *Str. u. Verk.*, Solothurn, nr 10, 29 wrz. 50, s. 297, A4, 4,5 str., 6 rys., 6 poz. bibl. — Potrzeba klasyfikacji kruszywa dla potrzeb budownictwa drogowego. Ocena kruszywa według składu mineralnego, uziarnienia i kształtu ziarn, przełomu kamienia, twardości oraz ścieralności.

107* II.51

Tschech E. prof. dr i Jaburek F. dr (Aust.): **Austriacki tras jako kruszywo do betonu**. „Der österreichische Trass im Massenbeton”. *Oester. Bzt.schr.*, Wiedeń, nr 6, czerw. 50, s. 91, A4, 4 str., 4 wyk., 2 tabl. — Omówienie wyników badań właściwości trasy austriackiego, jego przydatności jako domieszki do betonu oraz jego wpływu na wzrost wytrzymałości i wodoszczelności betonu.

108* II.51

Bernard H. Knight: **Kruszywa do betonów**. „Aggregates for Concrete Work”. *Civil Engineering*, mies., Londyn, sierpn. 49, s. 448, A4, 2,5 str. — Przegląd czynników powodujących naruszenie trwałości kruszywa kamiennego do betonów, jak: zmian chemicznych, fizycznych, zmian od wpływem obciążenia zewnętrznego w nawiązaniu do istniejących przepisów angielskich i amerykańskich oraz wykazanie wielu braków w tych normach, np. dokładnego określenia szkodliwych zanieczyszczeń w kruszywie i ich ilości, niedostatecznego ujęcia przepisami wpływu kształtu ziarn kruszywa na wytrzymałość betonu. Kruszywa, które wchodzi w reakcje chemiczną z cementem. Konieczność dokładniejszego opracowania zagadnienia blaszkowości kruszywa i zawartości powietrza w betonie.

Wzorowy kamieniołom i wytwórnia kruszywa. „Whitwick quarry meets all demands.“ *Highways & Bridges*, Londyn, tyg., tom XVI, nr 833, 21 czerw. 50, s. 4, D., A4, 1 str., 4 fot. — Notatka o wzorowo urządzonym i zorganizowanym kamieniołomie - wytwórni kruszywa jako materiału drogowego. Charakterystyka geologiczna kamienia wydobywanego. Organizacja pracy kruszarek. Specjalna wytwórnia kruszywa obtaczanego bitumem. Elektryczny system kontroli i segregacji kruszywa otrzymanego z kruszarek.

110*

II.51

A. S. Cary, M. ASCE: **Pochodzenie i znaczenie luźnego żwiru.** „Origin and significance of open-work gravel“. *Proceedings*, New York, tom 76, nr 17, maj 50, s. 1, D., A5, 12 str., 3 fot., 3 rys., 1 wykr., 9 poz. — Naukowe badania w zakresie powstawania złóż luźnego, pozbawionego wypełniającego piasku, żwiru. Charakterystyka fizyczna tego typu żwiru. Pochodzenie lodowcowe złóż luźnego żwiru — kształt poszczególnych ziarn jako wynik toczenia się po dnie strumienia wodnego oraz działania wody opływającej poszczególne ziarna. Drugorzędne złoża żwiru otoczonego warstwą gliny. Charakterystyka niektórych żwirowisk luźnych. Znaczenie luźnego żwiru — wartość żwiru tego typu jako materiału filtrującego, jako materiału do nasypów ziemnych, charakterystyka przepuszczalności warstw żwiru luźnego. Badania miejsca pod budowę wielkiej zapory wodnej w Chief Joseph pod kątem napotkanego tam żwiru.

WYROBY BETONOWE

111³

II.51

Schmidt W. (Austr.): **Pustaki „Elbau“.** „Elbau-Hohlblocksteine“. *All. B-Z t.*, Wiedeń, nr 219, 25 paźdz. 50, s. 6, A4, 0,5 str. — Produkcja nowych typów pustaków w Austrii i możliwości ich zastosowania.

112*

II.51

Lévy J. P.: **Przemysł cementowych płyt chodnikowych.** *L'industrie du carreau de ciment*. *Revue des Matériaux*, mies., stycz. 50, nr 412, s. 29, D., A4, 3 str. — Dotychczasowy rozwój przemysłu produkującego cementowe płyty chodnikowe na terenie Francji. Zasadnicze sześć kategorii spotykanych płyt według ich składu. Spotykane najczęściej wymiary płyt chodnikowych. Zasadnicze czynności związane z produkcją płyt, metody prasowania przy użyciu pras hydraulicznych i specjalnych form stalowych o różnych kształtach i zmiennych wymiarach. Metoda układania gotowych płyt cementowych i zalewania ich płynnym spoiwem. Wykwity na płytach i usuwanie ich przy układaniu. Rozwój historyczny produkcji płyt cementowych i metody zwalczania konkurencji na rynku materiałów budowlanych. Aparaty stosowane do produkcji, ulepszenia. Cechy wytrzymałościowe produktów. Normalizacja produkcji płyt chodnikowych cementowych.

113*

II.51

Nadymane rury gumowe do wykonywania otworów w betonie. „Inflatable rubber tubes“. *Concr. & Constr. Eng.*, Londyn, mies., tom XLV, nr 7, VII.50, s. 259, D., A5, 1,5 str., 2 fot. — Krótka notatka na temat stosowania nadymanych powietrzem rur gumowych przy wykonywaniu otworów w betonach — umieszczanie rurek wewnątrz deskowania, następnie pompowanie powietrza, układanie betonu a po jego związaniu wypuszcza-

nie powietrza z rurek i usuwanie rurek. Duże zastosowanie tych rurek przy prefabrykacjach. Zastosowanie rurek gumowych do betonów wstępnie sprężonych.

METALE

114*

II.51

Schmidt W. (Austr.): **Wyzyskanie dźwigarów żelaznych o dużych profilach.** „Verwertung von Stahlträgern grosser Profile“. *All. B-Z t.*, Wiedeń, nr 196, 17 maj 50, s. 13, A4, 0,4 str. — Notatka o sposobie wykorzystania dużych dźwigarów żelaznych, wydobytych z ruin.

115*

II.51

Forkert L. dypl. inż. (Wiedeń): **Oplacalność stali torowej z punktu widzenia użytkownika.** „Die Wirtschaftlichkeit der Torstähle vom Standpunkt des Verbrauchers gesehen“. *All. B-Z t.*, Wiedeń, nr 205, 19 lip. 50, s. 3, A4, 2,8 str., 4 wykr., 1 tabl. — Możliwości oszczędzania stali w konstrukcjach stalowych przez użycie wysokowartościowych stali torowych.

116*

II.51

Bailey D. C. O. B. E., D. Eng., A. M. I. C. E.: **Lekkie stopy aluminiowe.** „Light alloys“. *Journal of ICE*, Londyn, mies., nr 8, paźdz. 50, s. 280, D., A5, 25 str., 12 fot., 4 rys., 4 tab., 4 mikrogr., 15 poz. — Historia odkrycia aluminium. Spotykane obecnie stopy aluminiowe oraz ich właściwości wytrzymałościowe, tabelaryczne porównanie poszczególnych stopów. Stopy aluminiowe ciągnione, zastosowane urządzenia do wytwarzania różnych profili i rur. Możliwości kucia oraz spawania stopów aluminiowych — systemy spawania. Zasady nitowania elementów wykonanych ze stopów aluminiowych. Zjawisko korozji oraz sposoby zabezpieczania stopów aluminiowych przed jej działaniem. Ogólne spostrzeżenia odnośnie obliczeń statycznych konstrukcji ze stopów aluminiowych. Zagadnienia ekonomiczne związane ze stosowaniem tych stopów w budowlach inżynierskich.

STATYKA I WYTRZYMAŁOŚĆ MATERIAŁÓW

117*

II.51

Guerrin A — Ecole des Travaux Publics: **Wykorzystanie pojęcia „minimalnej powierzchni krzywej zamykającej momentów gnących“ przy badaniu ekonomiki konstrukcji.** „Utilisation de la notion de „surface minimum de la courbe enveloppe des moments fléchissants“ à la recherche des structures économiques“. *Travaux*, Paryż, mies., nr 193, list. 50, s. 759, D., A4, 3 str., 7 rys., 1 tab. — Zależność między wykresem momentów gnących a kosztem budowy konstrukcji. Teoretyczne wyprowadzenie minimalnej wartości pola krzywej zamykającej dla momentów gnących w poszczególnych typach konstrukcji — belki proste o dwu wspornikach na obu końcach, belki proste o jednym wsporniku, most wspornikowy jednoprzęsłowy, most łukowy — różne typy konstrukcji łukowych i stopień stosowalności teorii w stosunku do mostów łukowych.

118*

II.51

Jennigs, R. D. B. Sc., A. M. I. C. E.: **Krzywe linii wpływowych.** „Influence line curves“. *Civ. Engineering*, Londyn, mies., tom. 45, nr 530,

sierp. 50, s. 500, D., A4, 2,5 str., 3 rys., 1 tab. — Definicja pojęcia linii wpływowych momentów gnących, reakcji podpór, siły tnącej itp. oraz obliczenie statyczne skomplikowanych konstrukcji statycznie niewyznaczalnych za pomocą linii wpływu. Przykłady wyznaczenia linii wpływowych dla: zwykłych belek prostych, dla belek ciągłych o jednakowych przęsłach, dla łuków bezprzegubowych.

119*

II.51

Symonds P. S. i Neal B. G.: **Obliczanie obciążeń łamiących dla płaskich konstrukcji ramowych przy dowolnie zmiennym obciążeniu.** „The calculation of failure loads on plane frames under arbitrary loading programmes”. *Journal of I C E*, Londyn, mies., nr 1, list. 50, s. 41, D., A5, 19 str., 2 rys., 8 tab., 12 poz. — Problem rozszerzenia teorii plastyczności na płaskie ramy z miękkiej stali przy obciążeniu zmiennym, przy czym zmienność ta jest albo częściowo albo wcale nieznana oraz nie istnieje ograniczenie ilokrotności zaczepiania sił do układu ramowego. Opis metody w zastosowaniu do praktycznego przykładu płaskiego układu ramowego. Ograniczenie stosowalności teorii, niektóre sugestie odnośnie zastosowania teorii do obliczeń przy projektowaniu konstrukcji ramowych.

120*

II.51

Neal B. G. i Symonds P. S.: **Obliczanie obciążenia krytycznego dla konstrukcji ramowych.** „The calculation of collapse loads for framed structures”. *Journal of I C E*, Londyn, mies., nr 1, list. 50, s. 21, D., A5, 17 str., 4 rys., 16 tab., 14 poz. — Opis nowej metody określania obciążeń krytycznych dla konstrukcji o dowolnym stopniu swobody. Stosowalność metody ograniczona jest czasem potrzebnym dla przeprowadzenia obliczeń dużej konstrukcji ramowej. Zasada plastycznego załamania się konstrukcji, obliczanie obciążenia krytycznego, sposób załamania konstrukcji ramowej. Porównanie omawianej metody z obecnie stosowaną a opierającą się na założeniu z góry punktów powstawania przegubów plastycznych w momencie załamania się konstrukcji — przy tym założenia te są następnie sprawdzane drogą normalnych systematycznych obliczeń.

121*

II.51

Chronowicz A.: **Skrećanie w konstrukcjach ciągłych.** „Torsion in continuous structures”. *Concrete & C E*, Londyn, mies., tom XLV, nr 10, paźdz. 50, s. 363, D., A5, 3 str. 5 rys., 3 poz. — Krótkie teoretyczne wyprowadzenie wytrzymałości żelbetu na skrećanie i obliczenie wsłóczynników sztywności. Cztery liczbowe przykłady.

122*

II.51

Den Hartog J. P., Massachusetts Institute of Technology: **Mechanika teoretyczna.** „Mechanics”. McGraw — Hill Book Company, Inc., 1948, New York, D., A5, 457 str., 1 fot., 53 rys., 13 wyk., 4 tab. — Ogólny podział mechaniki teoretycznej na statykę, kinematykę i dynamikę. Pojedyncze siły działające w jednej płaszczyźnie — równoległobok sił, wyznaczanie siły wypadkowej oraz składowych. Warunki równowagi sił — momenty, pary sił, równanie równowagi sił, zastosowanie omówionych zasad w praktyce. Siły rozłożone — środek ciężkości, obciążenie rozłożone, hydrostatyka. Kratownice i liny — metody okre-

ślania sił: metoda przekrojów i metoda węzłów, krzywe sznurowe, równomiernie obciążone liny. Momenty i obciążenia w belkach. Zagadnienie tarcia. Siły przestrzenne — równowaga, układy ramowe, belki proste i krzywe. Pojęcie pracy sił i zastosowanie teorii pracy w praktyce — wielokrażki. Kinematyka punktu — ruch prostoliniowy i kątowny. Dynamika cząsteczki — prawa Newtona, ruchy prosto- i krzywoliniowe. Kinematyka ruchu w płaszczyźnie — szybkości i przyspieszenia. Zagadnienie momentów bezwładności. Dynamika ruchu w płaszczyźnie. Podstawowe pojęcia pracy i energii — (rodzaje energii). Zagadnienie pędu i popędu. Pojęcie ruchu względnego — objaśnienie i zastosowanie praktyczne. Żyroskopy — teoria obrotu w przestrzeni. Zbiór zadań obejmujących całość omówionych zagadnień z zakresu mechaniki teoretycznej z załączonymi odpowiedziami. Zestawienie ważniejszych wzorów.

GRUNTOZNAWSTWO

123*

II.51

Rolla S. inż.: **Radziecka teoria włoskowatego podciągania wody w gruntach.** *D r o g.*, nr 1, styc. 50, s. 19, A4, 3 str., 1 rys., 3 poz. bibl. — Przegląd wyników badań kapilarnego podnoszenia się wody w gruntach, przeprowadzonych w Związku Radzieckim i innych krajach.

124*

II.51

Rolla S. inż.: **Elektryczne odwadnianie gruntów.** *D r o g.*, nr 3, marz. 50, s. 84, A4, 4,5 str., 3 rys., 3 wyk., 2 tabl. — Omówienie zasad wykorzystania zjawiska elektroosmozy dla odwadniania gruntów o małej przepuszczalności. Badania elektroosmotycznego przepływu wody przez próbki gruntu. Porównanie działania elektroosmozy w różnych typach gruntów. Zastosowanie elektrycznego odwodnienia w praktyce. Wnioski z prób przeprowadzanych zagranicą.

125*

II.51

Bonnard D. i Bonjour J. — *Lab. Geotechn. Polit. Lausanne*: **Praktyczne rezultaty wstępnego badania gruntu podłoża dróg.** „Resultats pratiques de l'examen préalable des sols de fondation des routes”. *Strasse u Verkehr*, Solothurn, mies., nr 6, 26 maj 50, s. 155, D., A4, 6 str. 14 rys., 11 wyk. — Zagadnienia geotechniczne związane z podłożem drogowym. Studium geotechniczne gruntów drogowych — próby terenowe na miejscu budowy i próby laboratoryjne. Określenie danych charakterystycznych geotechnicznych oraz wskazania z nich wynikające. Zagadnienie interpretacji wyników studiów geotechnicznych — podział gruntów na kategorie. Omówienie kilku przykładów z praktyki. Podsumowanie wniosków końcowych.

126*

II.51

Maag E. inż. (Szwajc.): **Mapa przydatności gruntu dla celów budowlanych.** „Die bautechnische Bodenwertkarte”. *Strasse u. Verkehr*, Solothurn, nr 10, 29 wrz. 50, s. 310, A4, 2,6 str., 1 fot., 2 wyk. — Projekt opracowania mapy podającej wartości gruntów jako terenów budowlanych na podstawie wierceń badawczych oraz badań właściwości i wytrzymałości gruntów.

127*

II.51

Marantonio G. dr inż. (Włochy): **Osunięcie się góry Monte Vigese.** „La frana di Monte Vigese”. *C o s t r.*, Bolonia, nr 5, maj 50, s. 73, A4, 1,3 str. —

Opis skutków osunięcia się góry Monte Vigese we Włoszech. Przyczyny występowania zjawisk osuwania się gór w Apenninach.

128* II.51
Thirion Ch.: **Badanie zdolności filtracyjnych gruntów ornych ulepszoną metodą A Muntza.** „L'Etude du pouvoir filtrant des sols arables par la méthode A. Muntz améliorée“. Le Génie Civil — Paryż, dwutyg., tom CXXVII, nr 9, 1 maj 50, s. 168, D., A4, 4,3 str., 4 rys., 6 wyk. — Zagadnienie zdolności filtracyjnych gruntów oraz systemy pomiarów. Pierwotna metoda Muntza oraz metoda ulepszona. Opis ogólny aparatury do pomiarów. Jednostka pomiarowa zdolności filtracyjnej. Opis techniki dokonywania pomiarów. Porównanie tabelaryczne zdolności filtracyjnych różnych typów gruntów. Wnioski końcowe.

129* II.51
Lambe T. W. Jun., ASCE: **Zjawiska kapilarne w luźnych gruntach.** „Capillary phenomena in cohesionless soils“. Proceedings, New York, brosz., tom 76, nr 4, luty 50, D., A5, 23 str., 16 rys. — Wyjaśnienie przyczyn kapilarności w luźnych gruntach. Zestawienie wyników badań gruntów. Omówienie najczęściej stosowanych metod teoretycznych obliczania szybkości przepływu wody pod działaniem kapilarności — sugestie dotyczące ulepszeń niektórych z omawianych teorii. Wartości graniczne kapilarności w luźnych gruntach. Zagadnienie różnicy poziomów przy różnego typu przepływach kapilarnych.

130* II.51
Forbes H., M. ASCE: **Geochemia robót ziemnych.** „The geochemistry of earthwork“. Proceedings, New York, brosz., tom 76, nr 7, marz. 50, D., A5, 19 str., 2 fot., 1 wyk., 8 tab. — Zestawienie i omówienie obserwacji i prób związanych z badaniem procesów geochemicznych oraz zmian mineralogicznych, z jakimi spotykamy się przy robotach ziemnych. Porównanie procesów wietrzenia skał. Charakter i struktura wykopanej ziemi. Przewidywane zachowanie się jej w zetknięciu z atmosferą i wilgocią. Skutki wynikające ze zmian geochemicznych w wykopach dla budowli wznoszonej na tych wykopach lub w bliskim sąsiedztwie.

131* II.51
Objętościomierz szybko określa objętość ze spadku ciśnienia. „The Volumeter Quickly Measures Volume by Indicating Pressure Drop“. Engineering News - Record, 4 maj 1950, s. 40, A4, 1 1/2 str., 2 fot. — Objasnienie zasady budowy przyrządu „Volumeter“ do określania ze spadku ciśnienia: objętości, ciężaru właściwego, zawartości wilgoci, gęstości gruntu i śniegu zbitego, oraz sposób posługiwania się nim.

132* II.51
Dunham Clarence W.: **Projektowanie budowli przemysłowych. Rozdz. II — Badanie terenu.** „Planning Industrial Structures. Chapt. II — Exploration of the site“. McGraw-Hill Book Company, 1 tom, wyd. 1, New York, Toronto, Londyn, B5, 17 str., 9 rys., 3 fot. — Wpływ warunków fundowania na wybór typu konstrukcji budynku przemysłowego. Znaczenie informacji zbieranych o jakości i rodzaju gruntu. Sposoby wykonywania płytkich wykopów dla badań gruntu. Próbné obciążenia gruntu. Określanie wymagań stawianych przy zamawianiu wierceń.

KONSTRUKCJE ŻELBETOWE

133* II.51
Forsell C. (Szwajc.): **Zakotwienie i rozciąganie na zimno żelaza zbrojeniowego.** „Verankerung und Kaltstrecken von Bewehrungsseisen“. Sch w. Arch., Solothurn, nr 7, lip. 50, s. 200, A4, 14 str., 2 rys., 9 wyk., 10 tabl. — Granice rozciągliwości stali. Rodzaje stali używanej do zbrojenia betonu. Dopuszczalne obciążenia zbrojenia w betonie. Zwykle zakotwienie prętów zbrojeniowych. Zakotwienie prętów przy pomocy pierścieni zaciskanych na prętach zbrojeniowych klinami. Próbné belki żelbetowe z prętami zakotwionymi przy pomocy pierścieni. Badanie siły zakotwienia prętów zakotwionych przy pomocy pierścieni. Badania ruchów końców prętów w betonie. Tworzenie się rys w betonie i niebezpieczeństwo rdzewienia zbrojenia. Różne rodzaje zbrojenia i betonu w zastosowaniu do płyt i belek.

134* II.51
Bittner E. dr inż. (Austria): **Rozwój nowych teorii w żelbetnictwie.** „Die Entwicklung der neuen Berechnungsweise im Stahlbetonbau“. All. B. — Z t., Wiedeń, nr 203, 5 lip. 50, s. 5, A4, 2 str. — Zastosowanie nowych teorii obliczeń statycznych w żelbetnictwie. Praktyczne znaczenie współczynnika bezpieczeństwa i współczynnika wytrzymałości. Rola nowych teorii w postępie żelbetnictwa.

135* II.51
Pichler H. dypl. inż. (Wiedeń): **Rekonstrukcja 18-metrowych słupów żelbetowych.** „Rekonstruktion 18 m hoher Stahlbetonsäulen“. All. B. — Z t., nr 208, 9 sier. 50, s. 5, A4, 2,7 str., 1 fot., 1 rys. — Opis suszarni w fabryce linoleum w Brunn i zniszczeń po zbombardowaniu w 1944 r. Projekty odbudowy zniszczonych komór suszarni. Zabezpieczenia złamanych słupów żelbetowych. Prace przy rekonstrukcji słupów w dwóch mniej zniszczonych komorach.

136* II.51
Uszkodzenia konstrukcji żelbetowych i ich usuwanie. „Schäden an Stahlbetonkonstruktionen und deren Behebung“. All. B. — Z t., Wiedeń, nr 220, 1 list. 50, s. 3, A4, 1,4 str. — Powstawanie rys i pęknięć w betonie i sposoby ich usuwania.

137* II.51
Heim R. inż. (Austr.): **Obchód stulecia żelbetu w Paryżu.** „Die Hundert jährfeier des Stahlbetons in Paris“. Oester, B z t s c h r., Wiedeń, nr 5, maj 50, s. 86, A4, 3,3 str., 7 fot., 1 tab. — Kilka szczegółów z historii rozwoju żelbetu. Pierwsze konstrukcje z betonu wstępnie sprężanego. Przykłady ciekawych konstrukcji żelbetowych hal. Przewidywania odnośnie możliwości rozwojowych żelbetu.

138* II.51
Sefton W. B. Sc. (Eng), A. M. I. C. E.: **Szybki sposób obliczania żelbetowych płyt i belek.** „The rapid design of reinforced concrete slabs and beams“. Civ. Engineering, Londyn, mies., tom 45, nr 530, sier. 50, s. 507, D., A4, 2 str., 2 wyk. — Objasnienie dwóch wykresów pomocniczych dla szybkiego obliczania płyt i belek żelbetowych — metoda stosowania wykresów, przykłady liczbowe.

139* II.51
Fischer A., dypl. inż., (Szwajc.). **Obliczanie i budowa wielkich wież chłodniczych dla elektrowni.** Grosskühlkürme für Kraftwerke, Berechnung und

Bauausführung Schw. Bzt., Zurych., Nr. 41, 14 paźdz. 50, s. 563, A4, 7 str., 4 fot., 4 rys., 14 wykr. — Systemy chłodzenia wody w elektrowniach parowych. Opis żelbetowych wież chłodniczych dla elektrowni w Herserange. Teoria obliczania wieży chłodniczej. Obliczanie parcia wiatru. Obliczenie pierścieni wzmacniających dla konstrukcji wieży. Obliczenie podbudowy wieży. Wykonanie budowy wieży przy zastosowaniu szalowania systemu Faye.

140*

II.51

Obliczanie bloków i belek żelbetowych o dużej wysokości. „The design of deep reinforced concrete beams and blocks“. *Concrete & C E*, Londyn, mies., tom XLV, nr 10, paźdz. 50, s. 367, D., A5, 2,5 str., 4 rys., 1 poz. — Notatka na temat wyników prób przeprowadzonych z próbkami belek i bloków żelbetowych poddanych zmiennemu obciążeniu pod kątem otrzymania dopuszczalnych naprężeń w tego typu belkach. Wzór na obliczenie wytrzymałości prętów zbrojenia, powierzchnia przekroju zbrojenia. Wpływ powstawania pęknięć w betonie na dopuszczalne naprężenia.

141*

II.51

24 żelbetowe komory silosowe w 7 dni. „24 concrete bins in 7 days“. *Engineering News-Record*, 10 sierp. 50, s. 30, D., A4, 2 str., 5 fot. — Opis budowy żelbetowego silosa o 24 komorach średnicy 20 stop (6,10 m) wysokości 127 stóp (38,7 m), o łącznej kubaturze betonu 6300 sześć. jard. (4816 m³), wykonanego w ciągu 7 dni przy zastosowaniu form przesuwanych. Beton dostarczany samochodami z odległości 5 — 8 mil.

142*

II.51

Dunham C. W. C. E. (Yale University): **Teoria i praktyka w zakresie żelbetu.** „The theory and practice of reinforced concrete“. *Mac-Graw-Hill Book Co. Inc.* wyd. 2, New York 1944, D., A5, 546 str., 34 fot., 281 rys., 51 wykr., 44 tab. 47 poz. — Podstawowe wiadomości z zakresu betonu: właściwości wytrzymałościowe, przygotowanie i wykonywanie betonu. Naprężenia powstające w belkach żelbetowych pod wpływem zginania, typy belek żelbetowych, praktyczne przykłady obliczeń. Rodzaje połączeń elementów żelbetowych, naprężenia w stykach. Zagadnienie zbrojenia w belkach. Konstrukcje belkowe złożone. Słupy żelbetowe — naprężenia złożone. Konstrukcje żelbetowych ścian oporowych, fundamenty. Inne konstrukcje lub ich elementy. Obliczanie sztywnych układów ramowych. Systemy liczenia łuków różnego typu. Obliczanie sztywnych układów ramowych metodą wyrównania momentów. Metoda Crossa. Konstrukcje ramowe. Zestawienie podstawowych praktycznych szczegółów wpływających na projektowanie i obliczanie żelbetu. Tabele i wykresy pomocnicze z objaśnieniami.

143*

II.51

Reynolds Chas. E.: **Przykłady z praktyki projektowania konstrukcji żelbetowych.** „Practical Examples of Reinforced Concrete Design“. *Concrete Publications Ltd.*, London, 1943, 17 x 24, 255 str., 46 tab., 50 rys. — Podręcznik omawia szczegółowo zastosowanie w praktyce zasad projektowania konstrukcji żelbetowych z zakresu budownictwa w świetle przepisów angielskich: „London County Councils By-laws and

Memorandum“ i „Recommendations for a Code of Practice for the use of Reinforced Concrete in Building“ z r. 1934, równolegle zaś podaje przykłady liczbowe: z projektowania pięciopiętrowego budynku szkieletowego, stropów płaskich, zbiornika wodnego, muru oporowego. Na końcu podręcznika podane są przepisy projektowania budowli żelbetowych w formie 4 załączników. Tytuły rozdziałów brzmią: I. Obciążenia. II. Materiały i naprężenia. III. Momenty gnące. IV. Ścianowanie i przyczepność. V. Ściskanie osiowe słupów. VI. Słupy zginane. VII. Projektowanie stropów belkowych i płytowych. VIII. Płyty pracujące w dwóch kierunkach. IX. Stropy grzybkowe. X. Strop przyziemia i schody. XI. Fundamenty. XII. Ściany oporowe przyziemia. XIII. Zbiorniki prostokątne. W załącznikach przepisy: „London County Council's By-laws“: I. Żelbetowe konstrukcje budowlane. II. Spawanie. III. Stale specjalne. IV. Zasady obliczania naprężeń.

INSTALACJE

WODOCIĄGI

144*

II.51

Piotrowski I. prof.: **Wpływ zbiornika wodno-powietrznego na uderzenia hydrauliczne w przewodzie tłocznym.** *Gaz Woda*, nr 2, luty 50, s. 41, A4, 6,8 str., 2 rys., 1 wykr., 5 poz. bibl. — Kilka sposobów obliczania siły uderzenia hydraulicznego w tłocznych przewodach wodociągowych.

145*

II.51

Szniolis Al. prof. inż.: **Z doświadczeń nad stałą dezynfekcją wody w studniach kopanych.** *Gaz Woda*, nr 2, luty 50, s. 60, A4, 10,3 str., 1 rys., 1 wykr., 4 tab., 102 poz. bibl. — Zagadnienie stałej dezynfekcji wody w studniach kopanych. Opis przyrządu do dawkowania środków dezynfekcyjnych w studniach. Doświadczenia z przyrządem dawkującym i wyniki badań wody. Badania przebiegu procesu chlorowania wody. Wnioski.

146*

II.51

Buczkowska Z. dr (PZH, Gdynia): **Kolorymetryczna metoda oznaczania ołowiu w wodzie do picia.** *Gaz Woda*, nr 3, marz. 50, s. 99, A4, 3,4 str., 1 wykr., 1 tab., 6 poz. bibl. — Opis nowej metody ilościowego oznaczania ołowiu w wodzie wodociągowej i jej wyższość nad dotychczasowymi metodami.

147*

II.51

Chramiec W. inż.: **Filtrowanie wody.** *Gaz Woda*, nr 4, kw. 50, s. 130, A4, 5,4 str., 4 rys., 2 tab. — Artykuł dyskusyjny w sprawie wyboru systemu filtracyjnego, w oparciu o spostrzeżenia z rozbudowy wodociągów państwowych na terenie Śląska.

148*

II.51

Winter E. inż.: **Płytki zbiornik na zaporze jako ujęcie wody dla celów wodociągowych.** *Gaz Woda*, nr 5, maj 50, s. 182, A4, 4 str. — Wytyczne projektowania zbiorników wodnych dla celów wodociągowych.

149*

II.51

Cabejszek I. dr i Włodek S. inż. mgr: **Stan higieniczno-sanitarny rzeki Kamiennej.** *Gaz Woda*, nr 10, paźdz. 50, s. 356, A4, 11,4 str., 3 wykr., 6 tab. — Omówienie wyników badań nad zanieczyszczeniem rzeki Kamiennej w rejonach przemysłowych tej rzeki i wnioski.

150* II.51
Skoraszewski Wł. inż.: **Perspektywy rozwoju wodociągarstwa w Polsce.** *Gaz Woda*, nr 11, list. 50, s. 401, A4, 5,9 str., 5 tab. — Zadania wodociągarstwa w gospodarce narodowej i przewidywania jego rozwoju w nadchodzącym pięćdziesięcioleciu. Przewidywane zapotrzebowanie zasadniczych materiałów inwestycyjnych.

151* II.51
Woda do picia z morza. „Fresh water from the sea”. *Engineering News-Record*, 18 maj 1950, s. 32, D., A4, 3 str., 1 fot., 1 tabl. — Przedstawienie sposobów otrzymywania wody zdanej do picia z wody morskiej drogą destylacji przez odparowanie, za pomocą procesów chemicznych, elektrolitycznych i fizycznych. Zestawienie kosztów produkcji wody otrzymywanej tymi sposobami. Jedyną przeszkodą w masowej produkcji wody zdanej do picia z wody morskiej jest znaczny koszt jej otrzymywania.

152* II.51
Pegg Edwin S.: **Filtry diatomiczne dostarczają zdrowej, czystej wody.** „Diatomite filters turn out safe, clean water”. *Engineering News-Record*, 18 maj 1950, s. 35, D., A4, 3 str., 3 rys., 3 tab. — Opis działania filtrów diatomicznych, w których ziemia okrzemkowa jest substancją absorbującą nieczystości zawarte w wodzie. Historia założenia filtrów diatomicznych w Cerry Valley, gdzie okazały się one doskonałe w działaniu.

153* II.51
Otwarty zbiornik wodociągowy wolny od wodorostów. „An open reservoir free of algae”. *Engineering News-Record*, 18 maj 1950, s. 41, D., A4, 1½ str., 2 fot., 1 rys. — Trudności utrzymania wody w otwartym zbiorniku wodociągowym w stanie nadającym się do picia wobec rozwijania się w niej wodorostów oraz podanie sposobu ich zwalczania przez ciągłe chlorowanie wody i utrzymywanie jej w ustawicznym ruchu, jak to z powodzeniem zostało zastosowane w Chatham.

154* II.51
Oesterle Paul D.: **Odciągnięcie zanieczyszczeń zapobiega skażeniu wody.** „Intercepted grit prevents pollution”. *Engineering News-Record*, 3 sierp. 50, s. 42, D., A4, 2 str., 5 fot., 1 rys. — Krótki opis urządzenia oczyszczającego wodę z zawieszin pylasto-piaszczystych, pochodzących z polerowni i szlifierni szkła, przed wpuszczeniem ścieków do rzeki. Zastosowanie specjalnej pompy, odpornej na ścieranie.

DROGI I AUTOSTRADY

NAWIERZCHNIE BITUMICZNE

155* II.51
Lusławski St. inż. (ITB): **Obserwacje nad zachowaniem się mączek w praktyce, ich własności i granice stosowalności do nawierzchni bitumicznych.** *Prace Nauk. i Bad. ITB*, nr 52, 50 r., A4, 12 str., 1 wykr., 10 tab. — Zagadnienie mączek kamiennych w budownictwie drogowym. Gatunki mączek stosowane dotychczas do budowy nawierzchni bitumicznych. Właściwości chemiczne i fizyczne mączek wapiennych i marmurowych. Zasadnicze sposoby określania jakości mączek fillerowych. Wnioski dotyczące stosowania mączek jako wypełniacza do robót bitumicznych.

156* II.51
Giżycki O. inż.: **Poszerzenia smołospoinowe nawierzchni.** *Drog.*, nr 2, luty 50, s. 50, A4, 4,5 str., 1 rys., 1 tab. — Opis prac przy poszerzaniu drogi państwowej z zastosowaniem nawierzchni smołospoinowej na podkładzie kamiennym. Analiza kosztów smołospoinowego poszerzenia drogi.

157* II.51
Biliński J.: **Łatanie i odnowa smołówek.** *Drog.*, nr 2, luty 50, s. 57, A4, 2 str., 1 fot., 2 rys., 1 tab. — Opis prób łatania i odnowy podwójnego powierzchniowego smołowania starej nawierzchni i osiągnięte wyniki.

158* II.51
Skalmowski Wł. dr inż.: **Wyniki badań nad materiałami drogowymi.** *Drog.*, nr 2, luty 50, s. 63, A4, 2,1 str. — Przegląd rezultatów rozpoczętych po wojnie badań materiałów drogowych i nawierzchni drogowych, szczególnie nawierzchni bitumicznych.

159* II.51
Przelaskowski B. inż.: **Budowa nawierzchni asfaltowych.** *Drog.*, nr 4, kw. 50, s. 111, A4, 1 str., 4 fot. — Obrazowa metoda nauki budowy ulepszonych nawierzchni z betonu asfaltowego.

160* II.51
Chodorowski Z.: **Uwagi i spostrzeżenia dotyczące dywanika trójwarstwowego.** *Drog.*, nr 4, kw. 50, s. 117, A4, 4 str. — Omówienie doświadczeń z budowy dywanika trójwarstwowego. Wykonanie podłoża i warstw spodnich oraz ich zabezpieczenie. Układanie dywanika na nawierzchniach smołowych. Ilość i podgrzewanie smoły. Sprawa gryków obtaczanych. Zestawienie danych z odcinka doświadczalnego oraz wnioski.

161* II.51
Frischknecht J. majster drogowy (Szwajc.): **Smołowanie w czasie dżdżystej i zimnej pogody.** „Teerungen auch bei regnerischer und kühler Witterung”. *Strasse u. Verkehr*, Solothurn, nr 8, 21 lip. 50, s. 252, A4, 1 str., 2 fot. — Notatka o próbach i wynikach smołowania w niekorzystnych warunkach atmosferycznych.

162* II.51
Próby z barwnym asfaltem. „Versuche mit farbigem Asphalt”. *All. B.-Zt. Wiedeń*, nr 184, 22. luty 50, s. 13, A4, 0,2 str. — Krótka notatka o przeprowadzanych w Londynie próbach trwałości barwnych nawierzchni asfaltowych.

163* II.51
Linckenheil G.: **Dywaniki drogowe.** „Enduits superficiels”. *Rout. Paryż*, mies., nr 224, wrzes. 50, s. 21, D., A4, 30 str., 2 fot. 4 rys., 1 wykr., 4 tab., 39 poz. — Pojęcie dywanika bitumicznego i rodzaje dywaników ze względu na ich właściwości. Charakterystyka lepiszcz używanych na terenie Francji na dywaniki, smoły i produkty pochodne, asfalty z ropy naftowej, bitumy upłynnione, emulsje bitumiczne. Lepiszcza tworzone z mieszaniny produktów smołowych i naftowych. Dywaniki nadające szorstkość nawierzchni oraz impregnacyjne zastosowanie smoły i bitumu upłynnionego. Utrwalanie powierzchniowe gróg o nawierzchniach makadamowych, asfaltowych. Dywanik typu mozaikowego charakterystyka systemu, określanie wytrzymałości takiej na-

wierzchni na normalny ruch, zużywanie się nawierzchni, pomiary stopnia zużycia, dobór właściwego lepiszcza, dozowanie lepiszcza i kruszywa, metody określania właściwych proporcji kruszywa i lepiszcza stosowane przez różne kraje. Dywaniki wielowarstwowe. Dywaniki przeciwpoślizgowe. Metoda wykonania dywanika — technika przygotowania nawierzchni drogowej, rozpraszanie lepiszcza, żwirowanie grysem, wałowanie. Ogólne uwagi odnośnie trwałości dywaników. Utrzymanie dróg, koszty i kontrola stanu. Wnioski końcowe.

164*

II.51

Duriez M. i Houlrick C. — Laboratoire Central des Ponts et Chaussées: **Przyczepność upłynnionego bitumu do materiałów drogowych.** „L'adhésivité des cut-backs aux matériaux routiers“. *Routés*, Paryż, mies., nr 225, paźdz. 50, s. 55, D., A4, 5 str., 19 wyk., 5 tab. — Uwagi dotyczące przyczepności materiałów plastycznych do kamienistych. Omówienie zagadnienia zmiany stopnia przyczepności upłynnionych bitumów w trakcie stopniowego odparowywania lekkiego oleju. Bitum i olej stosowany do przygotowania różnych próbek upłynnionego bitumu. Sposób przygotowywania mieszaniny bitumu z olejem. Tabelaryczne ujęcie wyników badań w miarę odparowania lekkich olejów. Strata na wadze. Wskaźniki przyczepności Riedla i Webera.

165*

II.51

Wykonywanie nawierzchni drogowych w czasie wilgotnej pogody. „Surface dressing in wet weather“. *Brit. Constr. Eng.*, Londyn, kwart., tom I, nr 3, list. 50, s. 37, D., A4, 0,5 str. — Krótka wzmianka o badaniach laboratoryjnych w zakresie znalezienia odpowiednich materiałów pozwalających na wykonywanie nawierzchni drogowych bitumowanych w okresie wilgotnej pogody — dotychczasowe wyniki badań i prób w szczególności w zakresie napraw i konserwacji nawierzchni.

166*

II.51

Bleck A. T. State Highway Commission of Wisconsin, Madison: **Sprężyste nawierzchnie bitumiczne.** „Bituminous Flexible Pavements“. *Roads & Streets*, Chicago, mies., tom 93, nr 5, maj 50, s. 74, D., A4, 3,8 str., 5 fot. — Czynniki wpływające na jakość fundamentu drogowego. Znaczenie czynnika wilgoci potencjalnej. Zagadnienia termodynamiczne wilgotności gruntów. Zaspokojenie energii powierzchniowej poprzez kapilarne działanie wilgoci. Wydzielanie ciepła przez promieniowanie gruntu w przypadku, gdy jego temperatura jest wyższa od temperatury otaczającej atmosfery. Lokalne warunki na terenie Wisconsin, — omówienie techniki stosowania nawierzchni bitumicznych.

167*

II.51

Ward J. E., Barber-Greene Company: **Stosowanie „pośrednich“ mieszanin bitumicznych.** „The case for Intermediate bituminous Mixes“. *Roads & Streets*, Chicago, mies., tom 93, nr 5, maj 50, s. 69, D., A4, 3 str., 5 fot., 1 rys. — Różnorodność mieszanin bitumicznych stosowanych do robót drogowych. Czynniki wpływające na jakość nawierzchni bitumicznej. Zalety otrzymywanej mieszaniny w zależności od stosowania specjalnych urządzeń do suszenia elementów składowych mieszaniny. Korzyści wynikające ze stoso-

wania centralnej wytwórni mieszanin asfaltowych do wykonywania nawierzchni drogowych — przedłużenie sezonu budowlanego, uniezależnienie się od pogody, oszczędność bitumu, wyeliminowanie potrzeby napowietrzenia i dostarczania wody, umożliwienie maszynowego układania nawierzchni. Zagadnienie selekcjonowania i kontroli jakości piasku używanego do mieszanin asfaltowych.

168*

II.51

Shelburne T. E. Dir. of Research, Depart. of Highways, Virginia USA: **Oszczędzanie funduszy na budowę dróg asfaltowych przez domieszkę gumy.** „Stretching Road Money with Rubber“. *Roads & Constr.*, nr 331, lipiec 1950 r., s. 206, A5, 2,2 str., 1 fot., 1 wyk. — Sprawozdanie z prób zastosowania gumy jako składnika nawierzchni asfaltowych. Artykuł powołuje się na amerykańskie doświadczenia Natural Rubber Bureau, omawia działanie gumy jako składnika nawierzchni asfaltowych, opisuje bardzo szczegółowo budowę wzorowych nawierzchni eksperymentalnych i przeprowadzone na nich badania poślizgu. Opis wykonawstwa zawiera interesującą wzmiankę o metodzie wypośrodkowywania najmniejszej wystarczającej ilości asfaltu do mieszanki drogowej (6,5 — 7%).

MOSTY

ZAGADNIENIA OGÓLNE

169*

II.51

Hildebrandt E. inż.: **Obciążenie ruchome mostów drogowych.** *Drog.*, nr 2, luty 50, s. 41, A4, 5,5 str., 9 rys., 3 tab. — Omówienie projektu norm obciążeń ruchomych jezdni i chodników mostów drogowych I — IV klasy.

170*

II.51

Toplewicz Cz. inż.: **Obciążenia ruchome mostów drogowych.** *Drog.*, nr 6, czerw. 50, s. 173, A4, 6 str., 5 rys., 4 wyk., 3 tab. — Przegląd większych pojazdów drogowych. Kryteria obciążeń obliczeniowych. Momenty zginające dla niektórych obciążeń. Obciążenia obliczeniowe mostów drogowych. Przepusty. Układ przepisów o budowie mostów. Uwagi Redakcji.

171*

II.51

Pniakowski J. inż.: **Zabezpieczenie mostów przed zawilgoceniem.** *Drog.*, nr 10, paźdz. 50, s. 310, A4, 7,8 str., 14 rys. — Studium zagadnienia zastosowania warstw izolacyjnych dla zabezpieczenia konstrukcji mostowych przed działaniem wód opadowych. Zadania izolacji układanej na mostach. Rozmieszczenie warstw izolacyjnych. Materiały izolacyjne. Sposoby układania warstw izolacyjnych. Sposoby zabezpieczania warstw izolacyjnych.

172*

II.51

Simon F. i Kinnen F.: **Mosty drogowe w Luksemburgu.** „Le Luxembourg et ses ponts routiers“. *Schweiz. Bauzeit.*, Zurich, tyg., nr 36, 9 wrzes. 50, s. 498, D., A4, 21/3 str., 4 fot., 1 wyk. — Krótki rys historyczny rozwoju sieci komunikacyjnej na terenie Luksemburga. Ogólne dane o mostach drogowych zbudowanych na początku XX wieku, zniszczenia dokonane w okresie ostatniej wojny, program odbudowy mostów po wojnie oraz stan obecny jego realizacji. Szczegóły dotyczące odbudowy niektórych mostów — żelbetowy most na Alzette w Ettelbruck, betonowy

most utrzymany w stylu XVIII wieku w Vianden, betonowy most z okładziną kamienną w Weimerskirch.

173*

II.51

Schau R. st. radca (Niemcy): **Prowizoryczna odbudowa mostu Hohenzollernów w Kolonii.** „Die behelfsmässige Wiederherstellung der Hohenzollernbrücke in Köln“. *B a u t e c h n.*, Berlin, nr 1, stycz. 50, s. 1, A4, 6 str., 5 fot., 11 rys., 3 tab. — Historia mostu Hohenzollernów w Kolonii. Zniszczenia wojenne w 1945 r. Projekt odbudowy mostu. Opis prac przygotowawczych. Podnoszenie dwóch bocznych przęseł mostu i naprawa uszkodzonych części kratownic. Montaż środkowego przęsła mostu. Próba obciążenia mostu.

174*

II.51

Schöttgen J. dr. inż. (Niemcy): **Przyczynki do obliczania mostów płytowych.** „Beitrag zur Bemessung von Plattenbrücken mittels Tabellen“. *B a u t e c h n.*, Berlin, nr 1, stycz. 50, s. 26, A4, 1 str., 2 rys., 1 wyk. — Uzupełnienia do artykułu o obliczaniu płyt żelbetowych dla mostów drogowych o prześwicie do 12 m.

175*

II.51

Engineering Experimental Sta University of Illinois: **Wytrzymałość na zmęczenie elementów konstrukcji mostowej.** „Fatigue strength of bridge members“. *C i v. E n g i n e e r i n g*, Londyn, mies., tom 45, nr 530, sierp. 50, s. 518, D., A4., 0,6 str., 1 poz. — Interesująca notatka na temat wyników laboratoryjnych badań wytrzymałości na zmęczenie poszczególnych elementów konstrukcji mostowych. Istota zmęczenia elementów konstrukcji oraz próba określenia przyczyny powstawania zjawiska zmęczenia w elementach, jak: pręty kratownic, połączenia spawane, belki i pręty kratownic kształtowe itp.

176*

II.51

Deady W. J.: **Most zwodzony odznaczający się prostotą konstrukcji.** „Simplicity distinguishes bascule span“. *E n g i n e e r i n g N e w s - R e c o r d*, 11 maj 50, s. 38, D., A4, 2 str., 4 fot. — Opis konstrukcji mostu zwodzonego, jednokrzydłowego, o rozpiętości 124 stóp, wybudowanego ostatnio w Kalifornii, odznaczającego się lekkością i prostotą konstrukcji oraz ładnym wyglądem.

177*

II.51

Koszt wybudowanego mostu: 11,25 dolara za stopę kwadr. „Bridge built for \$ 11,25 per square foot“. *E n g i n e e r i n g N e w s - R e c o r d*, 18 maj 50, s. 43, D., A4, 1 str., 2 fot. — Opis konstrukcji mostów półstałych, budowanych w okręgu Walla County, o jarzmach przyczółkowych i środkowych z pali żelbetowych, betonowanych w rurach żelaznych i połączonych górą ocepem żelbetowym, o dźwigarach żelaznych, dwuteowych wysokości 30 cali, o pomoście drewnianym.

178*

II.51

Hanckel R. C.: **Prefabrykowane elementy dla krótkoprzęsłowych mostów.** „Precast units for short-span bridges“. *J o u r n a l A C I*, Detroit, mies., tom 21, nr 5, stycz. 50, s. 317, D., A5, 12 str., 14 fot. — Oszczędności wynikające z wprowadzenia elementów prefabrykowanych do montażu krótkoprzęsłowych mostów betonowych w Ameryce. Przykładowy opis wymiany mostu w Lowell na składany z prefabrykowanych elementów żelbetowych. Trudności w transporcie poziomym gotowych elementów limituje wymiary i ciężar tych

elementów, umożliwiając przy krótkich mostach prefabrykowanie całych przęseł mostu, a przy dłuższych wykonywanie zespołów łączonych następnie w czasie montażu. Opis procesu wytwarzania elementów oraz montażu ich w konstrukcję mostową.

INŻYNIERIA WODNA

179*

II.51

Polak W.: **Odbudowa mostu - śluzy wałowej.** *D r o g.*, nr 2, luty 50, s. 54, A4, 2,9 str., 3 fot., 1 rys. — Opis prac ziemnych i betonowych przy odbudowie starej śluzy mostowej, zniszczonej w czasie działań wojennych.

180*

II.51

Bütler M. dypl. inż. (Szwajc.): **Polodowcowe wahania poziomu wody i przesunięcia linii brzegów jeziora Zuger.** „Nacheiszeitliche Seespiegelschwankungen und Strandlinienverschiebungen am Zugersee“. *S c h w. B z t.*, Zurych, nr 40, 7 paźdz. 50, s. 552, A4, 1,6 str., 1 rys., 1 wyk. — Wpływ zmian poziomu wody w jeziorze na zabudowę brzegów. Stosunki geologiczne na obszarze jeziora. Historyczne ślady zmian poziomu wody w jeziorze. Badania archeologiczne brzegów jeziora.

181*

II.51

Bruchmüller P. st. radca budown. (Niemcy): **Doświadczenia z prac przy łamaniu lodów na Odrze.** „Erfahrungen bei Eisbrecherarbeiten auf der Oder“. *B a u t e c h n.*, Berlin, nr 1, stycz. 50, s. 12, A4, 3,5 str., 3 rys., 3 tab. — Spławność rzeki Odry i jej zamarzalność w okresie zimowym. Tworzenie się lodów na Bałtyku i w zalewie szczecińskim oraz prace przy ich łamaniu. Łamanie lodów na Odrze przy użyciu łamaczy lodów.

182*

II.51

Hautum F. dypl. inż. (Niemcy): **Zbiornik Sylvenstein na rzece Izarze.** „Der Sylvensteinspeicher an der Isar oberhalb Bad Tölz“. *B a u t e c h n.*, Berlin, nr 1, stycz. 50, s. 26, A4, 0,6 str., 1 rys. — Notatka o pracach przygotowawczych dla budowy zapory wodnej na rzece Izarze na wysokości Sylvenstein.

183*

II.51

Härtel O. inż. dr (Wiedeń): **Zabudowa roślinna w regulacji rzek i dzikich potoków.** „Die Lebendverbauung im Wasser — und Wildbachwesen“. *Z. O. I. A. V.*, Wiedeń, nr 11/12, 3 czerw. 50, s. 89, A4, 2,6 str. — Artykuł dyskusyjny o znaczeniu zabudowy roślinnej dla szybkiej i skutecznej regulacji rzek i potoków na dużych przestrzeniach.

184*

II.51

Schreiber W. dypl. inż. (Wiedeń): **Elektrownia wodna Donzère - Mondragon na Rodanie.** „Das Rhonekraftwerk Donzère-Mondragon“. *Z. O. I. A. V.*, Wiedeń, nr 13/14, 3 lip. 50, s. 101, A4, 8 str., 8 fot., 8 rys. — Plan rozbudowy sieci zakładów wodnych we Francji. Jaz wpustowy w kanale wody roboczej. Opis robót ziemnych i betonowych przy budowie filarów zapory wodnej na Rodanie. Opis elektrowni André Blondel i jej urządzeń technicznych.

185*

II.51

Spindel M. dypl. inż. (Austria): **Przyczynki do „Dnia betonu“ w 1950 r.** „Beitrag zum Betontag 1950“. *A l l. B. - Z t.*, Wiedeń, nr 182, 8 luty 50, s. 3, A4, 1,7 str. — Artykuł dyskusyjny na tematy dotyczące wykonania masywów betonowych w zaporach wodnych.