



INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK I

LISTOPAD 1938

NR 5

T R E Ś Ć: Uroczysta promocja doktorska w Politechnice Warsz. Dr. T. Kluz — Nowoczesne konstrukcje stalowe w hangarach lotniczych i ich koszt. Prof. S. Bryła — W sprawie zmiany przepisów dotyczących stalowych konstrukcji spawanych. Prof. A. Kuryło — Współczesne żelbetowe mosty łukowe. Dr. P. Szachow — Budynek szkieletowy jako rama przestrzenna. Prof. F. Zalewski — Drewno w górnictwie. Inż. W. Mromliński — Żelbetowy mur oporowy „odwrócony”. — Recenzje, z prasy technicznej, przegląd prasy, dział informacyjny. Biuletyn Z. P. I. B.

WIELKIE ŚWIĘTO na Politechnice Warszawskiej



PROMOCJA NA DOKTORA H. C.
NAUK TECHNICZNYCH
MARSZAŁKA POLSKI

Tegoroczna inauguracja roku akademickiego w dn. 13 bm. w Politechnice Warszawskiej była wielkim Świętem tej Uczelni, gdyż w jej ramach odbyła się promocja Pana Marszałka Polski Edwarda Śmigłego-Rydza na doktora honoris causa nauk technicznych.

Po przywitaniu w hallu Politechniki przez Senat Akademicki z rektorem prof. J. Zawadzkiem na czele, poprzedzany przez członków Senatu w otoczeniu członków rządu Marszałek przeszedł kruzgankami uczelni, wzdłuż których straż trzymali członkowie Legii Akademickiej, na drugie piętro do auli, w której progno powitały Go dźwięki hymnu narodowego, odegranego przez orkiestrę P. Z. Inż.

Na podium zasiadli profesorowie Politechniki in corpore i rektorowie wyższych uczelni w War-

szawie z J. M. rektorem U. J. P. Antoniewiczem i rektorem A. S. P. Jastrzębskim na czele. W pierwszych rzędach zajęli miejsce przedstawiciele władz cywilnych i wojskowych.

Obecni byli m. in. ministrowie J. Beck, prof. Świętosławski, A. Roman, wiceministrowie spr. wojsk. gen. Głuchowski i gen. Litwinowicz, ks. arcybiskup Gall i ks. biskup połowy Gawlina, prezes N. I. K. gen. Krzemiński, generalicja, prezes federacji P. Z. O. O. gen. Górecki, przedstawiciele m. st. Warszawy z wiceprez. Pohoskim i wiele innych wybitnych osobistości ze sfer rządowych, przedstawiciele nauki i organizacji technicznych.

Przystępując do aktu promocji J. Magnificencja rektor prof. Zawadzki wygłosił następujące przemówienie:

„Dzień dzisiejszy jest dla uczelni naszej dniem głębokiej radości i dniem wielkiej dumy.

Dniem radości, bo znów gorąco biją serca na wspomnienie tych chwil niezapomnianych, gdy duch historii stanął nad Polską i mocny głos narodu zawołał do wiernych i nieugiętych braci zza Olzy: wracajcie do nas i nic już nas nigdy nie rozdzieli.

W XX rocznicę niepodległości cisną się wspomnienia tej pamiętnej nocy 11 listopada, gdy Józef Piłsudski w groźnych i ciężkich dla budzącej się do nowego życia Ojczyzny chwilach; w dążeniu do utworzenia rządu Rzeczypospolitej, któryby wszystkie myśli polskiej obejmował kierunki, napotkał na opory nie do przeczyżenia i całą odpowiedzialność na swoje musiał wziąć barki.

A jednocześnie staje przed nami rzeczywistość dzisiejsza, gdy dwukrotnie w ciągu roku z wielką mocą zaznaczyła się siła państwa polskiego i zespolenie narodu w chwilach dziejowych. I wtedy widzimy jak wielką drogę mamy już poza sobą, otrząsamy się z codziennych kłopotów i czujemy, że drogę do wielkości odnajdziemy.

Dzień dzisiejszy jest dla uczelni naszej także dniem dumy, bo spada na nas wielki zaszczyt skorzystania z przywileju, którym obdarzyła szkoły akademickie starodawna tradycja i ustawy Rzeczypospolitej, przywileju nadawania najwyższego odznaczenia jakim rozporządzamy, mężom dobrze zasłużonym Ojczyźnie.

Panie Marszałku!

Przyjąwszy spuściznę po swym Wielkim Nauczycielu, rozbudowałeś Armię Polską, skupiając koło armii cały Naród polski, przełamałeś pierwsze linie oporów wewnętrznych na drodze do zespolenia narodu.

W chwilach decyzji historycznych to zespolenie stało się faktem i decyzje te ułatwiło.

Panie Marszałku!

Prosząc o przyjęcie daru, który wdzięczne serca nasze przynoszą, składamy Ci, cała społeczność akademicka, gorące życzenia, by Naród polski umiał znaleźć drogę do wspólnego, twórczego wysiłku i gdy ważną trzeba powziąć decyzję, lecz również w pracy codziennej i w codziennym życiu, bo ta codzienna praca stwarza mocne podstawy do wielkich decyzji i do wielkich czynów”.

Następnie zabrał głos dziekan wydziału architektury Politechniki Warszawskiej prof. dr Stefan Bryła:

„Minęły czasy, gdy wojsko było odrębnym ciałem wewnątrz społeczeństwa. Wojsko nie wydziela się dzisiaj z Narodu, lecz stanowi jego ścisłą, integralną część najdroższą i najukochańszą.

Naród, społeczeństwo, które chce mieć miejsce w historii, w świecie, mieć musi zabezpieczenie najcenniejszych skarbów swego ducha. Kultura musi być broniona silnym ramieniem. Bynajmniej nie w celach zdobywczych, nie w celach agresji, ale dlatego, by duch Narodu mógł swobodnie rozkwitać, by mózg mógł swobodnie myśleć i by ręce mogły bezpiecznie pracować. I tak tworzy się współczesna siła Narodu, która już nie tylko tylko pieśnią, ale i mocnym ramieniem podtrzymuje arkę przymierza między dawnymi i nowymi laty — na wielką przyszłość.

Ale nigdzie wojsko nie zrosło się ze społeczeństwem tak silnie, jak u nas, i nigdzie nie jest ukochane tak, jak nasze. Nie tylko dlatego, że nawiązując rwącą się nić tradycji, dążyliśmy do niego przez półtora wieku. Ale także dlatego, że wojsko polskie nie było nigdy gnębicielem ducha jakiegokolwiek narodu, lecz zawsze uosabiała się w nim miłość Ojczyzny, poświęcenie dla Niej, uporczywe dążenia do Polski i, gdziekolwiek to tylko było możliwe, — praca dla Niej. I jesteśmy szczęśliwi i dumni, ach — jak dumni, że dzisiaj znów, jak dawniej, armia nasza i świadomie i instynktownie wciela się w ducha narodu i że jest koroną i najlepszym wykładnikiem tego ducha.

W takim społeczeństwie nauka, nauka techniczna zwłaszcza, to nie uczeni w czworoboku Bonapartego, chroniący się i oddzielający od życia huczącego dookoła nich, lecz jeden z najważniejszych zwojów mózgu narodowego, który trzusi się i wysila, by temu wojsku dać w rękę broń jak najdoskonalszą. Nie ma działu techniki, któryby nie pracował z wojskiem i dla wojska. Politechniki, inżynierowie rozbudowują Armię, pracując z nią jak najintegralniej, kujać i przygotowując współczesną broń techniczną, która obok wysokiego poziomu moralnego i hartu żołnierza, obok zwartej organizacji stanowi podstawę naszej siły. Wojsko bez techniki, to wojsko bez oręża. A z drugiej strony wojsko stalową wolą daje impuls do wielkich, największych rzeczy, jakie tworzy Polska i jakie coraz ściślej i doskonalej ogarniają i jednoczą cały naród w kuźni czynu. I tak tworzy się doskonała synteza, rzucająca fundament pod zjednoczenie narodu.

Dlatego wniosę na doktorat honoris causa, jaki rada Wydziału Architektury Politechniki Warszawskiej przedłożyła Senatowi Politechniki, wypłynął nie tylko ze spontanicznego odruchu radości dni ostatnich. Wypłynął on z głębi przeświadczenia, że armia taka jak nasza jest rozumnym, dzielnym, męznym i najważniejszym budowniczym państwa, więcej — budowniczym historii. I wręczając Ci, Panie Marszałku, Głowie tej armii ten dyplom, czcimy w Tobie zarazem armię polską.

Panie Marszałku, jesteś armii tej Głową i Wodzem Naczelnym, ale ten dyplom to nie tylko symbol uznania i ukochania wojska polskiego.

W budowie tej ukochanej armii brałeś udział od najpierwszych chwil. Idąc w ślady Pierwszego, Wielkiego Marszałka Polski, jesteś budowniczym państwa i jego potęgi. I dlatego nie jest przypadkiem,

że to właśnie wydział architektury, wydział specjalnie poświęcony budownictwu, uczcił Cię i dyplom doktora honoris causa nauk technicznych wręczyć Ci pragnie. Bo wieloletnią pracą swoją zdałeś egzamin najwyższy, egzamin budowania państwa. Wręczając Ci przeto ten dyplom, czcimy w Tobie zarazem człowieka, który budowie Domu Polski cały w pełni się poświęcił i który jest świetnym budowniczym Jej wielkiego jutra.

Promotor nowego doktora honorowego prof. Zygmunt Kamiński odczytał wzruszonym głosem tekst dyplomu, który brzmi jak następuje:

„Senat akademicki uchwałą z dnia 10 października 1938 r. nadal na mocy ustaw Rzplitej Polskiej mężowi zasłużonemu Edwardowi Śmigłemu-Rydzowi, Marszałkowi Polski, który buławę Wodza Naczelnego w rycerskiej dzierząc dłoni siłę armii narodowej rozbudował i do powrotu wiernego ludu śląskiego na łono macierzy się przyczyniając, potęgę państwa polskiego wzmógł — tytuł doktora honorowego nauk technicznych, co

podpisami naszymi i pieczęcią Politechniki Warszawskiej stwierdzamy:

(—) rektor Pol. Warszawskiej prof. dr J. Zawadzki

(—) dziekan wydz. arch. prof. dr St. Bryła

(—) promotor prof. Z. Kamiński“.

Wśród żywiołowych oklasków zebranych Marszałek odebrał pięknie zdobiony pergaminowy dyplom z rąk promotora, przyjął powinszowania J. Magnificencji rektora i zwracając się do wszystkich obecnych wygłosił nast. przemówienie:

Magnificencjo, Wysoki Senacie, Czcigodni Panowie Profesorowie.

Szczęśliwy jestem, iż osoba moja mogła dostarczyć okazji dla przedstawicieli elity naszego świata naukowego do poruszenia zagadnień owianych duchem historii i wysunięcia myśli, które są tak związane z bytem narodu, że wywołują w pamięci piękną poetycką wizję arki przymierza między dawnymi a nowymi laty.

A że ponadto Panowie zdecydowaliście wykorzystać w stosunku do mojej osoby przywilej nadawania najwyższej godności, jaką rozporządzaacie, tym serdeczniej za to dziękuję.

Doktorat honorowy nauk technicznych i to z inicjatywy wydziału architektury jest specjalnie bliski memu sercu.

Architektura — to nauka i sztuka. A pokutuje we mnie duch sztuki...

Czy to jest dobrze, czy to źle nie wiem i być może w ostatniej dopiero godzinie życia, tej godzinie ostatecznej syntezy, ostatecznego rozrachunku życia wyjaśnię to sobie.

Tu pozwolę sobie na pewną dygresję.

W czasie wojny niejednokrotnie przyjmowałem defiladę, czy też patrzyłem na przemarsz oddziałów wojska.

Ponieważ było to w czasie wojny, więc naturalnie zwykle działo się to albo po jakiejś bitwie albo przed bitwą.

Zwykła rzecz — a jednak dająca tak niezwykle przeżycia.

Wydawało się bowiem, że żołnierz całą swą psychikę koncentruje na odmierzaniu i rytmiczne wybijanie żołnierskiego kroku, ale gdy dowódca, przed którym ten żołnierz maszeruje, popatrzy przez krótkie mgnienie na twarz żołnierza, zajrzy w ich oczy, wtędy czyta, jeśli to po bitwie — w ich oczach historię tej bitwy.

Wtędy jeszcze raz może stwierdzić, czy to było zwycięstwo, czy klęska. Dowiadyuje się z ich oczu, czy to było z honorem, czy bez honoru.

A jeśli taki przemarsz lub defilada odbywa się przed bitwą, to dowódca, patrząc w oczy żołnierzy, widzi w nich miarę wysiłku i poświęcenia, na jaki u tego żołnierza w przyszłej bitwie może liczyć.

Jest to tajemnicze misterium zawodu żołnierskiego, które zawsze a niewymownie mną wstrząsało.

I chociaż żołnierka moja liczy już tyle lat, że słusznie mogę się nazwać starym żołnierzem, chociaż wojna już dawno minęła, to jednak zawsze ten bezpośredni kontakt z duszą żołnierza wywołuje we mnie taką radość i uczucia, że wzruszenie dławi mnie w gardle — wywołuje dreszcz.

Przyznam się panom, że tak samo słowa więzną mi w gardle, gdy stoję przed wielką sztuką.

Tak jest wielce szanowni koledzy architekci...

Dlatego też wasza inicjatywa tak bliska jest memu sercu.

Ale pozwolę sobie zwrócić uwagę jeszcze na jedną rzecz.

Architektura jest wynikiem jak najelementarniejszych konieczności istnienia ludzkiego, jest związana z fizycznymi warunkami życia człowieka, ale równocześnie wiąże się w sposób bardzo głęboki z najistotniejszymi pierwiastkami, skłonnościami i umiłowaniami jego duszy.

Nie mam zamiaru, rzecz prosta, mówić tu na temat mistyki architektury.

Chcę tylko zwrócić uwagę na wieczny związek architektury z walką i wojną.

Poczynając od najbardziej prymitywnych jej form, będących wyrazem walki z przyrodą czy z klimatem, wreszcie z dzikim zwierzem, przechodząc do coraz bardziej skomplikowanych, wyszukanych i pełnych form, mających związek z walką człowieka z człowiekiem, ciągle obserwujemy ten element walk.

Wreszcie nadszedł czas, kiedy mury obronne miast zostały rozwalone, kiedy baszty obronne i barbakany stały się raczej zabytkiem muzealnym, przypominającym triumfalną lub tragiczną przeszłość narodów, gdy wydawało się, że nastąpił rozbrat raz na zawsze między architekturą i wojną.

I oto w naszych oczach element wojny i walki wraca z powrotem w całej rozciągłości do architektury.

Zwykła kamienica, przeznaczona na codzienny, spokojny żywot obywatela staje się znów pewnego rodzaju fortecą przeciw bombom lotniczym.

Słusznie stwierdził pan dziekan, że nie tylko architektura, ale wszystkie działy nauk technicznych pracują z wojskiem i dla wojska.

Dlatego też pozwolę sobie oświadczyć i stwierdzić, że wojsko ma wysoki szacunek dla nauk technicznych, widząc w nich swe wiernie sojuszniki, a każdy dowódca wojskowy z całego serca pragnie jak największego ich rozmachu, jak najbuźniejszego rozkwitu, bo wie, że one nie tylko do zwycięstwa walnie pomagają, ale również krew jego żołnierza dla przeciwnika kosztowniejszą czynią.

Przemówienie Marszałka przyjęli zebrani huraganem oklasków. Orkiestra odegrała raz jeszcze hymn narodowy. Akt promocyjny został skończo-

ny. Marszałek zajął miejsce na fotelu, aby obecnością swoją uświetnić przebieg uroczystości inauguracji roku akademickiego.

Promocja na doktora h. c. nauk technicznych prof. dr Andrzeja Pszenickiego Prezesa Związku Polskich Inżynierów Budowlanych

Po odśpiewaniu przez chór „Harfa“ pod dyr. prof. Wacława Lachmana pieśni „Sztandary Polskie“ rozpoczęła się ceremonia promowania na doktora h. c. nauk technicznych prof. dr inż. An-

drzeja Pszenickiego — Rektora Politechniki, Prezesa Zarządu Głównego Związku Polskich Inżynierów Budowlanych.



W myśl ustalonego ceremoniału zabrał głos Jego Magnificencja Rektor Politechniki Warszawskiej prof. dr J. Zawadzki:

Przed rokiem w tej sali obchodziliśmy uroczyste jubileusz 40-lecia pracy naukowej prof. Andrzeja Pszenickiego. W dniu tym Rada Wydziału Inżynierii uchwaliła nadać prof. Pszenickiemu tytuł doktora nauk technicznych honoris causa, a Senat Akademicki wyznaczył jako termin promocji uroczystość otwarcia obecnego roku akademickiego.

Miałem zaszczyt przed rokiem szczegółowo omówić wielkie zasługi prof. Pszenickiego dla nauki, uczelni, młodzieży akademickiej i państwa. Obecnie pragnę złożyć Ci Wielce Szanowny Panie Profesorze i Drogi Kolego serdeczne życzenia, byś przez długie jeszcze lata mógł z tą samą energią i zapałem służyć nauce i technice polskiej i byśmy jak dotąd korzystać mogli z Twojej mądrej i życzliwej rady.

Następnie wygłosił następujące przemówienie promotor prof. dr Aleksander Wasiutyński:

Wielce Szanowny Panie Profesorze!

Urodzony i wychowany w Piotrkowskim, rozpocząłeś swoją pracę techniczną i naukową, po ukończeniu wyższych studiów uniwersyteckich i inżynierskich, zdala od kraju. W ciężkich warunkach pracy na obczyźnie, wykonane przez Ciebie projekty budowli inżynierskich, niepowszednich pod względem rozmiarów i oryginalności konstrukcji, wielkich mostów przez Wolgę, Nową, Narowę i inne, jako też Twoja praca naukowa i pedagogiczna na katedrze Budowy Mostów, zjednały Ci, już przed wojną światową, wysokie uznanie w świecie technicznym.

Od czasu powołania Cię w r. 1921 do objęcia katedry Budowy Mostów w Politechnice Warszawskiej poświęciłeś z całkowitym oddaniem swoją wiedzę i doświadczenie na usługi Polski. Jednocześnie zaś z pracą na katedrze, wykonałeś projekty wielkich mostów — przez Wisłę pod Sandomierzem i pod Płockiem, przez Niemen pod Grodnem i projekty wielu innych budowli pierwszorzędного znaczenia; w tej liczbie, imponującej rozmiarami i oryginalnością rozwiązania, konstrukcji stalowej dworca głównego w Warszawie, łącząc we wszystkich tych pracach polot inżynierski z głęboką wiedzą techniczną.

Twoje prace wydane w druku: o łukach trójprzegubowych w mostach zwodzonych, o zastosowaniu w budowie mostów stali wysokowartościowej, o budownictwie szkieletowym, o badaniach nad połączeniami spawanymi i inne, stanowią wielce cenne przyczynki naukowe w budownictwie mostowym.

Z działalnością naukową łączyłeś niezmierną pracę pedagogiczną i na tym polu położyłeś dla Politechniki Warszawskiej, w ciągu kilkunastu lat ostatnich; — na katedrze, na stanowisku dziekana Wydziału Inżynierii, które piastowałeś w ciągu lat sześciu, wreszcie w ciągu lat trzech na stanowisku rektora, wybitne zasługi.

Otwartość i stanowczość Twoich przekonań i dbałość w całej Twojej działalności o korzyść społeczną i narodową jednały Ci zawsze gremium profesorskie i serca młodzieży, kształcącej się pod Twoim światłym kierownictwem.

Wyrazem uznania dla Twojej głębokiej wiedzy, dla umiłowania nauki, dla Twojej niezłomnej pracy pedagogicznej i społecznej jest jednomyślna uchwała Rady Wydziału Inżynierii Politechniki Warszawskiej o nadaniu Ci stopnia doktora honorowego nauk technicznych.

Z nadaniem tego najwyższego odznaczenia akademickiego przez uczelnię, którejś najcenniejsze lata Twojego życia poświęcił, łączy się gorące życzenie, abyś Kochany Kolego przez długie lata na pożytek Ojczyzny i na chlubę techniki polskiej, jak dotąd, pracował.

Po przemówieniu promotora, Dziekan Wydziału Inżynierii prof. Antoni Ponikowski, odczytując tekst dyplomu doktorskiego, po czym wręcza go czcigodnemu Doktorowi, wśród żywych oklasków

zebranych. Prof. Andrzej Pszenicki po odebraniu dyplomu wygłasza wzruszony następujące przemówienie:

Magnificencjo, Wysoki Senacie, Koledzy.

Dziękuję Wam najserdeczniej i najszczerzej, za zaszczyt którego dostąpiłem przez nadanie mi godności doktora honorowego nauk technicznych.

Przez nadanie tej godności w moim mniemaniu, zaznaczyliście, że droga po której dotychczas szedłem, była pod względem zawodowym, naukowym i dydaktycznym słuszna.

Zapewniam Was, że nadal będę kroczyć tą samą drogą.

Sił i energii mam tyle, że do tej pracy mi jeszcze wystarczy. Dziękuję Wam.

Odpowiedzią na przemówienie prof. dr Andrzeja Pszenickiego były żywe oklaski zebranych. Hymn „Gaude Mater Polonia” wykonany

przez chór „Harfa” pod dyr. prof. W. Lachmana zakończył tę podniosłą część inauguracji roku akademickiego w Politechnice.

Inż. Dr TOMASZ KLUZ (Warszawa)
Docent Politechniki Lwowskiej

NOWOCZESNE KONSTRUKCJE STALOWE W HANGARACH LOTNICZYCH I ICH KOSZT

Powstanie i rozwój lotnictwa w latach ostatnich wywarły ogromny wpływ na szereg dziedzin techniki a w szczególności na rozwój sztuki inżynierskiej. Poznanie praw aerodynamiki umożliwiło nie tylko budowę nowoczesnych samolotów o wielkich szybkościach, lecz wpłynęło również np. na budowę pociągów kolejowych o kształtach opływowych, samochodów o kształcie aerodynamicznym itp.

Badania i postępy w materiałach konstrukcyjnych oraz rozwój specjalnych ustrojów nośnych (profile cienkościenne, przekroje rurowe) idący po linii zmniejszenia do minimum wagi konstrukcji nie pozostały bez wpływu na rozwój konstrukcji inżynierskich w innych dziedzinach, np. w budownictwie.

Za jedno z pierwszych zastosowań konstrukcyj nośnych „lotniczych” uznać należy ostatnio stosowane w Niemczech konstrukcje stalowe z blachy cienkościennej w hangarach lotniczych o dużej rozpiętości. W hangarach lotniczych mała waga konstrukcji nośnej przy możliwie małej wysokości konstrukcyjnej jest czynnikiem decydującym.

Wynika to z następujących powodów:

1) wielkiej rozpiętości hal hangarowych bez słupów i podpór wewnętrznych, rozpiętości zawartej w granicach od 40 do 100 a nawet 120 m (dla samolotów komunikacyjnych i większych płatowców wojskowych),

2) niemożności stosowania słupów i podpór w co najmniej jednej i to najdłuższej ścianie hali, przeznaczonej na bramę, a to dla umożliwienia swobodnego wprowadzenia i wyprowadzenia największych nawet maszyn, które w danym hangarze mają znaleźć pomieszczenie,

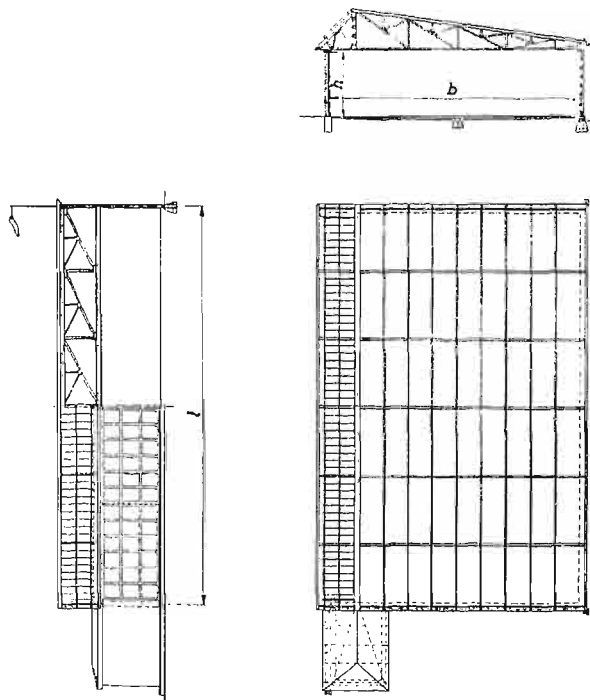
3) możliwie niska wysokość konstrukcyjna jest bardzo ważnym czynnikiem dla ruchu (startu i lądowania) samolotów, każdy bowiem metr wysokości konstrukcji zmniejsza co najmniej o 15 m długość pola wzlotów dla pasów startu i lądowania przechodzących przez dany hangar i środek pola wzlotów; w praktyce wyraża się to najczęściej koniecznością przedłużenia pola wzlotów w danym kierunku o długość równą piętnastokrotnej wysokości hangaru,

4) ponieważ w hangarach przechowywany jest bardzo kosztowny i czuły na wpływy atmosferyczne sprzęt lotniczy, więc ogrzewanie tych tak dużych hal, dla utrzymania temperatury w pewnych granicach, jest w naszych warunkach klimatycznych konieczne. Zmniejszenie ogrzewanej przestrzeni zbliżonej możliwie do przestrzeni użytecznej hali (równej iloczynowi z rozpiętości l , głębokości b i wysokości bramy h) odgrywa bardzo znaczną rolę tak ze względu na koszty ogrzewania i utrzymania, jak i ze względu na poważne trudności w szybkim ogrzaniu tak olbrzymich przestrzeni, oziębianych silnie przez otwieranie bram hangarowych.

Konstrukcja nośna i jej koszt w typowych hangarach lotniczych

Najszerze zastosowanie w budowie hal hangarowych, specjalnie w hangarach lotniczych komunikacyjnych, znalazł ustrój składający się z szeregu więzarów kratowych, opierających się z jednej strony na słupach ściany tylnej, a z drugiej strony na kratownicy nadbramowej o rozpiętości najczęściej znacznie większej (nieraz dwukrotnie) niż rozpiętość więzarów (por. rys. 1).

Tego rodzaju ustrój nośny hali hangarowej posiada następujące zalety: prostota wykonania, jasny układ statyczny (belki kratowe statycznie wyznaczalne), daje się zastosować na gorszych nawet gruntach, obciążenia z połowy dachu przenoszą



Rys. 1

się najkrótszą drogą na słupy ściany tylnej. Za wady tego ustroju uważać należy: większe zużycie materiału, niż w ustrojach ramowych o analogicznym układzie, większa zwykle wysokość konstrukcyjna, niż w ustrojach kratowych ramowych a tym samym i większa przestrzeń do ogrzewania.

Wady te w hangarach małych lub średnich nie odgrywają większej roli, dlatego też ustrój ten jest chętnie stosowany do hal o rozpiętości do 40 i 50 m, wyjątkowo powyżej 50 m. Ponieważ konstrukcje tego rodzaju znalazły szerokie zastosowanie i w naszym kraju, zastanowimy się nieco nad zużyciem żelaza w hangarach tego typu oraz nad kształtowaniem się kosztów wykonania głównych elementów budowli, jak konstrukcji nośnej, stropu dachowego, ścian, bram hang., posadzki oraz kosztu całkowitego.

Koszt konstrukcji nośnej hangaru, wywierający decydujący wpływ na ogólny koszt budowy, zależy oczywiście od wagi zużytej stali. Ciężar zaś konstrukcji uzależniony jest nie tylko od ustroju i układu statycznego oraz wyzyskania materiału, lecz przede wszystkim od rozpiętości i głębokości hali hangarowej.

Jak to wskazałem na innym miejscu¹⁾ jednostkowy ciężar żelaza, tj. ciężar żelaza przypadający na m² powierzchni rzutu hali wzrasta wraz z rozpiętością i głębokością hali w pewnym pro-

stym stosunku, który wyrazić możemy prostym wzorem:

$$g = \alpha \times \frac{1}{2} (l + b) \quad (1)$$

gdzie:

g = ciężar jedn. żelaza na m² rzutu hali w kg;

l = rozpiętość hali w m;

b = głębokość hali w m;

α = współczynnik liczbowy zależny od mniej lub więcej korzystnego układu statycznego konstrukcji, wykorzystania materiału i naprężeń dopuszczalnych oraz od rodzaju pokrycia (lekkie strop, czy też cięższy, ciepłochronny), a niezależny od wymiarów danej hali.

Na podstawie analizy kilkunastu najróżnorodniejszych a zarazem najbardziej charakterystycznych hal hangarowych o rozpiętościach od 20 do 100 m, wykonanych w latach ostatnich u nas i zagranicą (np. Niemcy, Belgia), uzasadniłem, że wartość współczynnika α mieści się zasadniczo w granicach od

$$\alpha = 1,5 \text{ do } \alpha = 2,0$$

przy czym wartość ta w hali o konstrukcji ramowej lub łukowej i lekkim pokryciu dachowym zbliża się do wartości dolnej ($\alpha = 1,5$), a w hali o większych rozmiarach i kratownicy belkowej (ustrój statycznie wyznaczalny) oraz o pokryciu ciepłochronnym (cięższy dach) zbliża się do wartości górnej ($\alpha = 2$).

Dla wartości $\alpha = 2,0$ równanie (1) uprości się jeszcze bardziej. Otrzymamy na ciężar jednostkowy żelaza (w kg/m²) w hali hangarowej o rozp. l i głęb. b wartość

$$g = l + b \quad (1a)$$

(g w kg/m², l i b w m).

Ciężar jednostkowy konstrukcji stalowej (większary, kratownica, słupy, tężniki) w dobrze zaprojektowanym hangarze lotniczym wynosi więc niewiele więcej tyle kg/m² rzutu, ile wynosi suma rozpiętości i głębokości hali w metrach.

Ostatnie niezwykle proste równanie umożliwi nam wyrowadzenie wzorów na ogólne koszty budowy hangarów lotniczych.

Na ogólny koszt hangaru typu np. jak w rys. 1 składają się: koszt konstrukcji nośnej K całego hangaru (wraz ze słupami, tężnikami i stalą w fundamentach), koszt pokrycia dachowego D , koszt wykonania ściany tylnej i ścian bocznych wraz z oknami i fundamentami S , koszt wykonania bram żelaznych B , wreszcie koszt wykonania posadzki wraz z wykopem i wyrównaniem terenu pod powierzchnią P .

Całkowity koszt hangaru Z (w złotych) wyniesie więc

$$Z = K + D + S + B + P \quad (2)$$

Oznaczmy w dalszym ciągu:

l — rozpiętość hali hangarowej w m,

b — głębokość hali w m,

h — wysokość hali w m,

¹⁾ Por. autora, „Hangary lotnicze“, referat na II. Zjazd P. Inż. Bud. w Katowicach (Księga Zjazdowa, r. 1936).

- $F_1 = l \cdot b$ — powierzchnia dachu w rzucie w m²,
 $F_2 = (l + 2b) \cdot h$ — pow. ścian bocznych i tylnej w m²,
 $F_3 = l \cdot h$ — pow. bramy hangarowej, w m²,
 a — cena 1 kg żelaza w konstrukcji nośnej (w złotych),
 c — cena 1 kg stali w bramie (w zł),
 d — koszt wykonania 1 m² posadzki (w zł),
 e — koszt wykonania 1 m² ścian bocznych i tylnej wraz z oknami (w zł),
 f — koszt 1 m² pokrycia dachowego (m² dachu bez konstrukcji nośnej stalowej),
 g_1 — ciężar jednostkowy całkowitej konstrukcji nośnej (wraz ze słupami, tężnikami, lecz bez bram) przypadający na 1 m² rzutu hali hangarowej w kg/m² rzutu,
 g_2 — ciężar jedn. żelaza bram przypadający na 1 m² bramy, w kg/m² pow. bramy.

Jeśli głębokość fundamentów pod ścianami wynosi ok. 2 m, to przez przyjęcie nieco zwiększonej głębokości np. 2,5 m uwzględnić możemy koszt wykopu oraz zwiększenie ewentualne kosztów wykonania fundamentów przy poszerzeniu ich stopy. Wtedy przy obliczaniu powierzchni ścian dla uwzględnienia kosztu S ścian (bocznych i tylnej) dodamy do średniej wysokości hangaru h cyfrę 2,5 m. Otrzymamy jako wartość S

$$S = e \cdot F_2 = e[l(h + 2,5) + 2b(h + 2,5)]$$

W powyższym równaniu dla ściany tylnej dodano podwójną wartość przyjętej głębokości fundamentów dla uwzględnienia fundamentu pod bramą hangarową, który jest konieczny dla przeniesienia ciężaru bram (przy stosowanym u nas systemie bram taflowych, przesuwanych, o górnym prowadzeniu).

Po wprowadzeniu w równanie 2, wartości według przyjętych powyżej oznaczeń, otrzymamy

$$Z = a g_1 \cdot F_1 + f \cdot F_1 + e \cdot F_2 + c g_2 \cdot F_3 + d \cdot F_1 \quad (3)$$

lub też

$$Z = a g_1 \cdot l b + f \cdot l b + e[l(h + 2,5) + 2b(h + 2,5)] + c g_2 \cdot l \cdot h + d \cdot l b \quad (4)$$

Jeśli w równaniu ostatnim za ciężar jednostkowy g_1 wstawimy wartość z równania 1a (tj. przy założeniu, że $\alpha = 2,0$), oraz $g_2 = 70$ kg/m² (jest to ciężar jednostkowy żelaza w bramach u nas najczęściej stosowanych, systemu taflowego o prowadzeniu górnym; ciężar żelaza w bramach ocieplonych, zmienia się na ogół bardzo nieznacznie w zależności raczej od rozwiązania konstrukcyjnego, niż od wysokości²⁾, to otrzymamy

$$Z = a(l + b) \cdot l b + f l b + e[l(h + 2,5) + 2b(h + 2,5)] + 70 c h l + d l b \quad (5)$$

²⁾ W bramach mniejszych, ciężar m² bramy jest wprawdzie mniejszy, lecz ciężar prowadnic i szyn przypadający na m² taflę wyrównuje mniej więcej różnice.

Przy pomocy równania 5. lub 4. obliczyć możemy przybliżony ogólny koszt budowy hangaru uzależniony od ustroju konstrukcji nośnej, ustroju stropu i ścian, od cen jednostkowych stali i użytych materiałów.

Równanie 5. możemy znacznie uprościć, jeśli ustalimy z góry stosunek głębokości b i wysokości h hangaru do jego rozpiętości l . Wysokość hali w hangarach komunikacyjnych (a również najczęściej i w hangarach wojskowych) równa jest zwykle około jednej szóstej rozpiętości

$$h \cong \frac{1}{6} l$$

a głębokość hali mieści się zwykle w granicach³⁾

$$b = 0,5 l \text{ do } 0,8 l$$

Przyjmując $h = \frac{1}{6} l$ oraz $b = 0,8 l$ otrzymamy dla hangaru tego typu następującą wartość dla obliczenia przybliżonego kosztu wykonania (po wykonaniu mnożeń)

$$Z = 1,44 a l^3 + 0,8 f l^2 + e(0,434 l^2 + 9 l) + 11,67 c l^2 + 0,8 d l^2 \quad (6)$$

Dla $h = \frac{1}{6} l$ oraz $b = 0,5 l$ dostaniemy rozwiązanie

$$Z = 0,75 a l^3 + 0,5 f l^2 + e(0,333 l^2 + 7,5 l) + 11,67 c l^2 + 0,5 d l^2 \quad (7)$$

W powyższych równaniach wszystkie długości należy wstawić w metrach, ciężary jednostkowe w kg/m², koszty jednostkowe w złotych za kg oraz za m².

Poszczególne wyrazy na Z w równaniach od 3 do 7 podają wartości na: ogólny koszt konstrukcji nośnej K , koszt pokrycia dachowego D , koszt ścian bocznych i tylnej S , koszt bramy B oraz koszt posadzki w hangarze P — w kolejności; jak w równaniu 2.

Przy pomocy równań 6 lub 7 obliczyć możemy tę rozpiętość hangaru l , powyżej której koszt wykonania konstrukcji nośnej stalowej i bram stalowych wynosi więcej niż połowę ogólnego kosztu budowy hangaru. Tę graniczną wartość rozpiętości hangaru otrzymamy z porównania wyrazów K (konstrukcja, wyraz pierwszy w równ. 6 i 7) oraz B (brama, wyraz 4. w równ. 6 i 7) z resztą wyrazów (D — dach, S — ściany, P — posadzka). Dla $b = 0,8 l$ otrzymamy z równania 6:

$$1,44 a l^2 + 11,67 c l = 0,8 f l + e(0,434 l + 9) + 0,8 d l \quad (8)$$

Z powyższego równania obliczymy tę rozpiętość l , dla której koszt stali w konstrukcji i bramach (przy ustroju $b = 0,8 l$; $h = \frac{1}{6} l$ oraz ciężarze jednostkowym stali w bramie $g_2 = 70$ kg/m² bramy) jest równy sumie kosztów obudowy; to jest ścian, stropu, posadzki itp. Otrzymamy po rozwiązaniu równania:

$$l = A + \sqrt{A^2 + 6,25 \cdot \frac{e}{a}} \quad (9)$$

³⁾ Por. autora, „Hangary lotnicze“, ref. w Książce II. Zjazdu P. Inż. Bud. w Katowicach z 1936 r.

w którym

$$A = \frac{1}{a} [0,278(f+d) + 0,15e - 4,05c] \quad (10)$$

Z porównania samej konstrukcji nośnej z resztą kosztów hangaru wraz z bramami, otrzymamy tę rozpiętość hangaru, przy której koszt samej konstrukcji nośnej jest równy reszcie kosztów, a mianowicie ($b = 0,8 l$, $h = \frac{1}{6} l$):

$$l = A_1 + \sqrt{A_1^2 + 6,25 \cdot \frac{e}{a}} \quad (11)$$

gdzie

$$A_1 = \frac{1}{a} [0,278(f+d) + 0,15e + 4,05c] \quad (12)$$

Dla innego ustroju hangaru, gdzie $b = 0,5 l$, $h = \frac{1}{6} l$ otrzymamy z równania (7) w sposób analogiczny jak wyżej rozpiętość, przy której koszty konstrukcji z bramą są równe reszcie kosztów hangaru (koszt obudowy):

$$l = A_2 + \sqrt{A_2^2 + 10 \frac{e}{a}} \quad (13)$$

W powyższym równaniu A_2 oznacza

$$A_2 = \frac{1}{a} [0,333(f+d) + 0,222e - 7,78c] \quad (14)$$

Rozpiętość, przy której koszt samej konstrukcji nośnej jest równy sumie kosztów obudowy i bram, obliczymy z równania

$$l = A_3 + \sqrt{A_3^2 + 10 \frac{e}{a}} \quad (15)$$

gdzie

$$A_3 = \frac{1}{a} [0,333(f+d) + 0,222e + 7,78c] \quad (16)$$

1. Przykład

Dla hangaru o stropie ceglano-betonowym z lekkich pustaków ceglanych, ścianach z muru ceglano-betonowego z cegły pustakowej i podłogi betonowej z płytkami betonowymi, poszczególne ceny jednostkowe stali, stropu dachowego, murów i posadzki określić możemy, według stosunków u nas z r. 1936, następująco⁴⁾:

- $a = 0,73$ zł/kg (koszt żelaza w konstrukcji);
- $c = 1,25$ zł/kg (koszt żelaza w bramie hang.);
- $d = 16$ zł/m² (koszt 1 m² posadzki z płyty betonowej grub. 20 cm i specjalnych płytek betonowych);
- $f = 22$ zł/m² (koszt 1 m² stropu dachowego bez konstrukcji, w tym strop ceglano-betonowy grub. 10 cm 9,5 zł, ocieplenie korkiem grub.

⁴⁾ Dla porównania z cenami obecnymi oraz dla porównania kosztów budowy obliczonych według powyżej podanych równań z kosztami rzeczywiście poniesionymi przyjęto ceny jednostkowe z jednego z hangarów wykonanych przez autora w latach 1935/36.

3 cm 6,50 zł, bitumina 4 zł, tynk 1,80 zł, bielienie ~ 0,2 zł);
 $e = 34$ zł/m² (koszt 1 m² ściany wraz z kosztem okna na nią przypadającego; koszt 1 m² ściany grub 41 cm ~ 20,80 zł, w tym 16,80 zł sam mur, 1,50 zł tynk wewn., 2,30 zł tynk zewnętrzny, 0,20 zł bielienie; koszt 1 m² okien ~ 40 zł/m², w tym konstrukcja żelazna (szprosy) 25,0 zł, oszklenie 14,0 zł, malowanie 1,0 zł; ponieważ powierzchnia okien wynosi około $\frac{1}{5}$ powierzchni podłogi co dla danych wymiarów hali odpowiada około jednej trzeciej powierzchni ścian, więc na 1 m² ściany przypada $\frac{1}{3}$ m² okna, czyli 13,3 zł, razem ze ścianą w zaokrągleniu 34,0 zł/m²).

Dla hangaru o rozpiętości $l = 40,0$ m, głębokości $b = 32$ m = $0,8 l$, wysokości $h = 6,6$ m $\cong \frac{1}{6} l$ możemy dla obliczenia przybliżonego kosztu budowy zastosować równanie 6. Otrzymamy

$$Z = 1,44 a l^3 + 0,8 f \cdot l^2 + e(0,434 l^2 + 9 l) + 11,67 c l^2 + 0,8 d l^2 = 1,44 \times 0,73 \times 40^3 + 0,8 \times 22 \times 40^2 + 34(0,434 \times 40^2 + 9 \times 40) + 11,67 \times 1,25 \times 40^2 + 0,8 \times 16 \times 40^2 = 67300 + 28200 + 35900 + 23300 + 20500 = \mathbf{175200 \text{ zł.}}$$

Ogólny koszt hangaru w ten sposób obliczony wynosi więc około 175.000 zł. W rzeczywistości koszt hangaru wyniósł około 180.000 zł, ale wraz z podkładem betonowym grubości 10 cm pod rampą przedbramową nieuwzględnioną w równaniu 6. Przyjmując więc ceny jednostkowe dachu, ścian, konstrukcji nośnej, bram i posadzki, jak w przetargu na wykonanie tego hangaru otrzymano przy pomocy wzoru 6 dostateczną zgodność wyników.

2. Przykład

Powyżej wyprowadzone równania na ogólny koszt budowy hangaru pozwalają nam na wybór najtańszego typu hangaru o powierzchni z góry ustalonej w tych przypadkach, gdy głębokość hangaru nie jest z góry ustalona i może być dowolnie dobrana przynajmniej w pewnych granicach, np. dla $b = 0,5 l$ oraz pow. j. w. $F_1 = 40 \times 32 = 1280$ m² mamy $l = \sqrt{2 \times 1280} = 50,6$ m. otrzymamy przybliżony koszt wykonania

$$Z = 0,75 a l^3 + 0,5 f \cdot l^2 + e(0,333 l^2 + 7,5 l) + 11,67 c l^2 + 0,5 d l^2 = 0,75 \times 0,73 \times 50,6^3 + 0,5 \times 22 \times 50,6^2 + 34(0,333 \times 50,6^2 + 7,5 \times 50,6) + 11,67 \times 1,25 \times 50,6^2 + 0,5 \times 16 \times 50,6^2 = 70800 + 28100 + 41800 + 37300 + 20500 = \mathbf{198500 \text{ zł.}}$$

Jak można było przewidzieć, ze wzrostem rozpiętości hangaru wzrósł ogólny koszt wykonania ze 175.000 na 198.500 zł, czyli o około 14% przy tej samej powierzchni rzutu hali. Ten wzrost kosztu wywołany został wzrostem kosztu konstrukcji nośnej (z 67.300 zł na 70.800 zł), wzrostem kosztu bram (z 23.300 zł na 37.300 zł) oraz wzrostem kosztu ścian (z 35.900 zł na 41.800 zł). Zwiększenie kosztów budowy wywołane zostało przede wszyst-

kim podrożeniem kosztu bram, w mniejszym stopniu powiększeniem kosztu ścian i konstrukcji.

Z powyższego wynika, że pod względem kosztów wykonania najekonomiczniejszy będzie hangar o głębokości równej rozpiętości hangaru. Wtedy dla tej samej powierzchni rzutu hali objętość muru w ścianach będzie najmniejsza (kształt kwadratowy rzutu hali), zmniejszy się znacznie powierzchnia bramy oraz ciężar jednostkowy konstrukcji nośnej.

3. Przykład

Równania wyżej podane umożliwiają nam określenie kosztów budowy hangaru przy zmierzonych cenach jednostkowych. Na przykład obliczenie kosztów budowy hangaru o rozpiętości 40 m, głębokości 32 m i wysokości $h = \frac{1}{6} l$, (to jest jednego z hangarów wykonanych u nas w r. 1936) a którego koszt obliczyliśmy powyżej, według cen obecnych z r. 1938, przedstawi się następująco⁵⁾.

Ceny jednostkowe przetargowe poszczególnych robót:

Koszt 1 kg stali w konstrukcji nośnej z montażem i malowaniem	0,83 zł/kg
Koszt stali w bramie hang. z montażem i malowaniem	1,40 zł/kg
Koszt 1 m ² posadzki z płyty betonowej o grubości 20 cm	7,50 zł/m ²
Koszt płytek betonowych grub. 2,5 cm	8,50 zł/m ²
Koszt stropu ceglano-betonowego z pustaków grub. 10 cm ze zbrojeniem	12,00 zł/m ²
Koszt izolacji korkowej grub. 3 cm	7,00 zł/m ²
Koszt podwójnej bituminy dach.	4,20 zł/m ²
Koszt 1 m ² tynku wap. cem.	2,40 zł/m ²
Koszt bielenia	~ 0,20 zł/m ²
Koszt 1 m ² ściany grubości 41 cm z cegły pustakowej na zapr. cem. wap.	17,20 zł/m ²
Koszt tynków wewn.	1,80 zł/m ²
Koszt tynków zewnętrznych	2,60 zł/m ²
Koszt żelaza w 1 m ² okna (1,50 zł/kg)	30,00 zł/m ²
Koszt oszklenia	5,20 zł/m ²
Koszt malowania okien	2,80 zł/m ²

Ceny jednostkowe konstrukcji, bram, posadzki, stropu i ścian wyniosą więc:

$$\begin{aligned}
 a &= 0,83 \text{ zł/kg (żelazo w konstrukcji)} \\
 c &= 1,40 \text{ zł/kg (żelazo w bramie hang.)} \\
 d &= 7,50 + 8,50 + 1,00 = 17,00 \text{ zł/m}^2 \text{ (posadzka +} \\
 &\quad \text{+ płytki + roboty ziemne)} \\
 f &= 12,00 + 7,00 + 4,20 + 2,40 + 0,20 = 26,80 \text{ zł/m}^2 \\
 &\quad \text{(strop ceglano-betonowy + izolacja + bitumina + wyprawa + bielenie)} \\
 e &= (17,20 + 1,80 + 2,60 + 0,20) + \frac{1}{3} (30,00 + \\
 &\quad + 5,20 + 8,80 + 2,80) = 37,40 \text{ zł/m}^2 \\
 &\quad \text{(ściana z oknami = mur + wypr. wewn. +}
 \end{aligned}$$

⁵⁾ Ceny jednostkowe przetargowe uzyskane w jednej z Instytucji Państw. w ostatnich miesiącach przy budowie hangarów o konstrukcji nośnej stalowej.

+ wypr. zewn. + bielenie + $\frac{1}{3}$ kosztu okna = żelazo + oszklenie + oszklenie częściowe w świetlikach + malowanie).

Po wstawieniu powyższych cen jednostkowych w równanie 6 otrzymamy koszt ogólny hangaru wg cen obecnych

$$\begin{aligned}
 Z &= 1,44 \times 0,83 \times 40^3 + 0,8 \times 26,8 \times 40^2 + 37,4(0,434 \times \\
 &\quad \times 40^2 + 9 \times 40) + 11,67 \times 1,40 \times 40^2 + 0,8 \times 17,0 \times \\
 &\quad \times 40^2 = 76500 + 34300 + 39500 + 26200 + 21800 = \\
 &\quad = \mathbf{198300 \text{ zł.}}
 \end{aligned}$$

W stosunku do cen z 1936 r. koszt budowy danego typu hangaru w chwili obecnej wzrósł z 175.200 zł do 198.300 zł, czyli o około 23.000 zł, to jest o

$$\frac{23000}{175000} \times 100 \cong 13,2\%$$

4. Przykład

Obliczmy jeszcze przy zastosowaniu powyższych (obecnych) cen jednostkowych dla hangaru, w którym $b = 0,8 l$ oraz $h = \frac{1}{6} l$ tę rozpiętość, przy której koszt stali w konstrukcji i bramach będzie równy kosztom obudowy. Przy pomocy równań 10 i 9 otrzymamy

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{0,83} [0,278 (26,8 + 17,0) + 0,15 \times 37,4 - \\
 &\quad - 4,05 \times 1,4] = 14,63
 \end{aligned}$$

oraz

$$\begin{aligned}
 l &= 14,63 + \sqrt{14,63^2 + 6,25 \times \frac{37,4}{0,83}} = 36,9 \cong \\
 &\quad \cong \mathbf{37 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

Rozpiętość, przy której koszt samej konstrukcji jest równy sumie kosztów obudowy i bram, obliczymy z równań 12 i 11

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \frac{1}{0,83} [0,278 (26,8 + 17) + 0,15 \times 37,4 + \\
 &\quad + 4,05 \times 1,4] = 23,47
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l &= 23,47 + \sqrt{23,47^2 + 6,25 \times \frac{37,4}{0,83}} = \\
 &\quad = 52,4 \text{ m} \cong \mathbf{52 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

Dla innego ustroju hangaru, np. gdy $b = \frac{1}{2} l$ $h = \frac{1}{6} l$ otrzymamy inną rozpiętość, powyżej której koszty stali w konstrukcji i bramach czy też w samej konstrukcji przeważają nad wszystkimi innymi kosztami. Z równań 14 i 13 mamy przy tych samych, jak wyżej, cenach jednostkowych:

$$\begin{aligned}
 A_3 &= \frac{1}{0,83} [0,333 (26,8 + 17,0) + 0,222 \times 37,4 - \\
 &\quad - 7,78 \times 1,4] = \frac{1}{0,83} (14,57 + 8,3 - 10,9) = 14,43
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l &= 14,43 + \sqrt{14,43^2 + 10 \times \frac{37,4}{0,83}} = \\
 &\quad = 14,43 + 25,7 = 40,13 \cong \mathbf{40 \text{ m}}
 \end{aligned}$$

Gdy w poprzednim typie hangaru ($b = 0,8 l$) koszty stali w konstrukcji i bramach przeważają dla rozpiętości powyżej 37 m, to w hangarze o mniejszej głębokości $b = 0,5 l$ koszty stali przeważają w rozpiętościach ponad 40 m.

Koszt samej konstrukcji nośnej staje się równy sumie kosztów obudowy i bram dla rozpiętości (równ. 16 i 15)

$$A_3 = \frac{1}{0,83} (14,57 + 8,3 + 10,9) = 40,7$$

$$l = 40,7 + \sqrt{40,7^2 + \frac{37,4}{0,83}} = 86,6 \text{ m}$$

5. Przykład

Dla porównania kosztów wykonania hangaru o wielkiej rozpiętości z hangarem mniejszym obliczymy koszt przybliżony hangaru o wymiarach:

$l = 85 \text{ m}$, $b = 42,5 = 0,5 l$ oraz $h = \frac{1}{6} l$ przy pomocy równania 7. Otrzymamy przy cenach obecnych, jak w przykładzie hangaru o rozpiętości 40 m

$$Z = 0,75 \times 0,83 \times 85^3 + 0,5 \times 26,8 \times 85^2 + 37,4 (0,434 \times 85^2 + 9 \times 85) + 11,67 \times 1,40 \times 85^2 + 0,5 \times 17,0 \times 85^2 = 382000 + 96700 + 145800 + 118000 + 61400 = 803900 \cong 804000 \text{ zł}$$

Koszt żelaza w konstrukcji nośnej i bramach wynosi w hangarze tego typu $382.000 + 118.000 = 500.000 \text{ zł}$, czyli $\frac{500}{804} \times 100 \cong 63\%$ ogólnych kosztów budowy.

Wraz ze wzrostem wymiarów hal hangarowych, a więc przede wszystkim rozpiętości i głębokości, wzrasta w ogólnych kosztach budowy procentowo koszt żelaza w konstrukcji nośnej i bramie hangarowej. Podczas gdy w ogólnych kosztach budowy hangaru o rozpiętości 40 m i głębokości 32 m, koszt żelaza w konstrukcji nośnej i bramie przekracza nieznacznie 50% (przy danych cenach jednostkowych przypada ściśle 50% ogólnych kosztów na żelazo dla hangaru o rozpiętości $l \cong 37 \text{ m}$ i głębokości $b = 0,8 l$), to w hangarze o rozpiętości 85 m i głębokości $b = \frac{1}{2} l = 42,5 \text{ m}$ na żelazo przypada niemal $\frac{2}{3}$ ogólnych kosztów⁶⁾.

Porównajmy jeszcze ze sobą koszty jednostkowe hangaru $85 \times 42,5 \text{ m}$ z kosztami jednostkowymi hangaru 40×32 , odniesionymi do 1 m^2 rzutu.

Mamy dla hangaru większego

$$z = \frac{804000}{85 \times 42,5} = \frac{804000}{3612} = 223 \text{ zł/m}^2$$

oraz dla hangaru mniejszego

$$z = \frac{198300}{1280} = 155 \text{ zł/m}^2$$

⁶⁾ Por. autora, „Hangary lotnicze“.

Jak z powyższych rozważań i przykładów wynika, każde zwiększenie wymiarów bezslupowej hali hangaru lotniczego związane jest ze wzrostem jednostkowym ogólnych kosztów budowy, przypadającym na 1 m^2 rzutu hali. Ponieważ rozpiętości nowoczesnych hangarów lotniczych są co najmniej równe $l = 40$, a najczęściej większe, więc — ponieważ dla tego rodzaju rozpiętości koszt żelaza przekracza połowę ogólnych kosztów — na ogólne koszty budowy hangaru lotniczego wpływa w sposób decydujący rodzaj i ustrój konstrukcji nośnej.

Nowoczesne konstrukcje stalowe w hangarach lotniczych

W dotychczasowych typowych konstrukcjach nośnych w dachach hangarów lotniczych mamy zasadniczo do czynienia: 1) z konstrukcją nośną dachową, 2) z pokryciem dachowym, mającym na celu ograniczenie hali od góry i ochronę przed wpływami atmosferycznymi. Pokrycie dachowe nie tylko nie pełni roli konstrukcji nośnej lecz obciąża bardzo znacznie stalową konstrukcję nośną, składającą się zwykle z krokwi, płatwi, więźarów, kratownic-podciągów oraz tężników poziomych i pionowych. Ta tak znaczna ilość poszczególnych elementów konstrukcji, wzajemnie na sobie spoczywających, podobnie jak i stosunkowo ciężkie pokrycie dachowe, wpływają bardzo silnie na zwiększenie ogólnej wagi dachu.

Nasuwa się tu sama przez się myśl takiego ukształtowania konstrukcji i dachu, by: 1) podciągnąć do współpracy statycznej pokrycie dachowe, 2) zmniejszyć nadmierną ilość elementów konstrukcji do liczby jak najmniejszej — możliwie do jednego tylko elementu, jednoczącego w sobie pracę i zadania wszystkich elementów nośnych oraz okrycia dachowego.

Prace idące po linii rozwiązania w ten sposób postawionego zadania zostały uwieńczone po myślnym rezultatem, czego dowodem są: a) budowane np. we Francji hangary przekryte dachem z cienkiej blachy stalowej o podwójnej, odwrotnej krzywiznie (dla uzyskania stałości równowagi i uniemożliwienia wyboczenia, por. rys. 2) lub dachem złożonym z odpowiednio wygiętych elementów z blachy nakształt blachy falistej w budownictwie (rys. 3, 4 i 5), b) dachy złożone z elementów skrzynkowych z cienkiej blachy stalowej, stosowane obecnie do hangarów o wielkiej rozpiętości w Niemczech (por. rys. 6, 7, 8 i 9).

Zapoczątkowana we Francji budowa hangarów tego typu wyróżnia się bardzo znacznym zmniejszeniem jednostkowej wagi konstrukcji nośnej stalowej — w formie elementów z blachy, pełniącej równocześnie rolę pokrycia dachowego. Te nowoczesne konstrukcje nośne z blach odpowiednio formowanych i łączonych możemy porównać pod względem ciężaru jednostkowego konstrukcji z normalną konstrukcją kratową, stosowaną dotychczas do budowy hangarów lotniczych, biorąc pod uwagę zużycie jednostkowe stali w hangarach nowego typu oraz zużycie w hangarach typu dawnego, obliczone przy pomocy wzoru 1a.

I tak: ciężar jednostkowy konstrukcji nośnej kratowej (układu np. jak w rys. 1) dla hangaru o rozp. 67,5 m i głębokości 67,5 m wg rys. 3 z jedną podporą pośrednią określić możemy ($l = \frac{1}{2} \times 67,5 = 33,7$ m, $b = 67,5$ m) w przybliżeniu na

$$g = l + b = 33,7 + 67,5 \cong 101 \text{ kg/m}^2$$

Natomiast waga jednostkowa konstrukcji nośnej z elementów z blachy stalowej wraz z wagą blach w ścianach hangarów wykonanych w Dijon i Cazaux wyniosła

$$g = 62 \text{ kg/m}^2$$

a więc — uwzględniając blachy w ścianach — przeszło dwukrotnie mniej, niż w konstrukcji dawnej, kratowej.

Jednostkowa waga konstrukcji nośnej w hangarze łukowym o rozpiętości 90 m według rys. 4, z blachy stalowej grubości 3 mm wyniosła ($l = 90$ m, $b = 90$ m)

$$g = 80 \text{ kg/m}^2.$$

podczas gdy w hangarze o konstrukcji kratowej wagę tę należałoby określić na

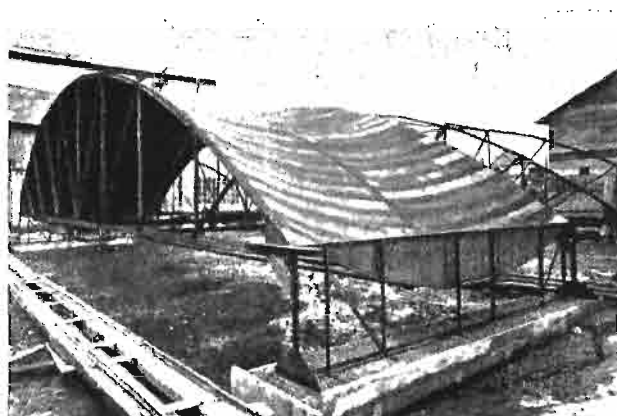
$$g = 90 + 90 = 180 \text{ kg/m}^2$$

Po odliczeniu w hangarze z blachy elementów zużytych na ściany, zużycie materiału w konstrukcji z blach stalowych określić można, jako około trzy razy mniejsze dla tej rozpiętości, niż przy użyciu normalnej konstrukcji nośnej kratowej.

Na podstawie powyższych przykładów przealiczeń i rys. 2, 3 i 4 powiedzieć możemy, że zużycie stali w hangarach z blachy stalowej będzie co najmniej 2. do 3. razy mniejsze, niż zużycie stali w hangarach o normalnej konstrukcji kratowej. Nie znaczy to, by koszt konstrukcji nośnej w hangarach z elementów blaszanych był dwa czy trzy razy tańszy, niż w hangarach o konstrukcji kratowej. Trzeba bowiem wziąć pod uwagę, że cena 1 tony konstrukcji z elementów blaszanych będzie znacznie droższa, niż 1 tony konstrukcji kratowej z profili handlowych będących w powszechnym użyciu.

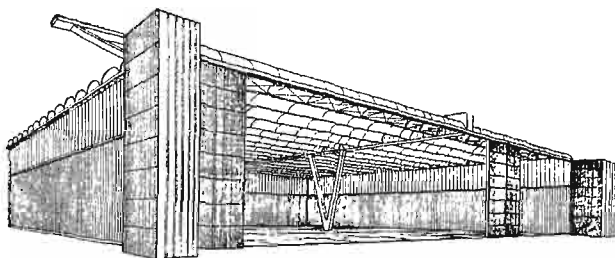
Główną jednak wadą tego rodzaju nowoczesnej konstrukcji jest niemal zupełny brak ochrony cieplnej dachu i niemożność ogrzania w porze zimowej. Izolacja dachu jest — praktycznie biorąc — prawie że niemożliwa. Dlatego też z powodu braku ciepłochronności konstrukcje tego typu nie mogą być używane w krajach o niskiej temperaturze w okresie zimowym, jak np. u nas, lub też mogą być używane tylko wyjątkowo dla przechowania materiału lotniczego nie wymagającego utrzymania mniej więcej jednakowej temperatury, np. do hangarów tymczasowych, prowizorycznych (nieogrzewanych), do pracy polowej (w okresie wojny) itp.

Znacznym postępem w rozwoju tego rodzaju lekkich konstrukcji, zapoczątkowanych we Francji, są hangary o dachu wykonanym również z elementów blaszanych ale wykształconych w formie skrzynek z cienkich blach stalowych (rys. 6 i 7).



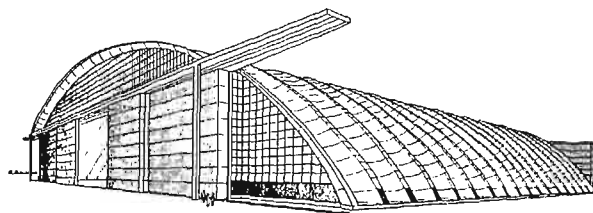
Rys. 2. Dach próbny o rozp. 14 m z blachy gr. 1,2 mm o podwójnej odwrotnej krzywiznie.

W tym typie, podobnie jak i w rozwiązaniu zastosowanym po raz pierwszy we Francji, blacha stalowa stanowiąca pokrycie dachowe spełnia równocześnie rolę, jako element nośny, wraz z blachą stalową dolną ograniczającą halę od wewnątrz. Cały dach kształtu łukowego składa się z kwadrato-



Rys. 3. Hangar lotniczy 67,5 × 67,5 m z podporą pośrednią z blachy stalowej grub. 3 mm, wykonany w Dijon i Cazaux (Francja).

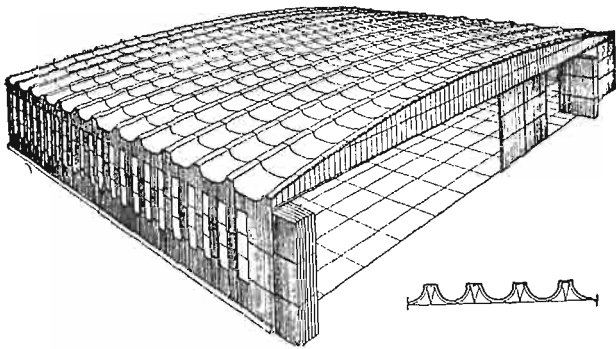
wych skrzynek o boku około 1 m, z blachy grubości 3 mm, wysztynionych w kierunku podłużnym i poprzecznym blachą grubości 2 mm. Poszczególne elementy skrzynekowe, zespawane w fabryce w większe elementy 3 × 5 m (por. rys. 7), przydatne jeszcze do transportu kolejowego, do-



Rys. 4. Hangar lotniczy łukowy o rozp. 90 m, z blachy stalowej grub. 3 mm.

starcza się na miejsce budowy, układa na rusztowaniu i deskowaniu (w podobny sposób jak sklepienie) i spawa w pasy szerokości 6 m. Na każdy pas tej szerokości przypada jedno ścięgno. W ten sposób otrzymuje się jakby sklepienie z tych blaszanych, lekkich elementów skrzynekowych.

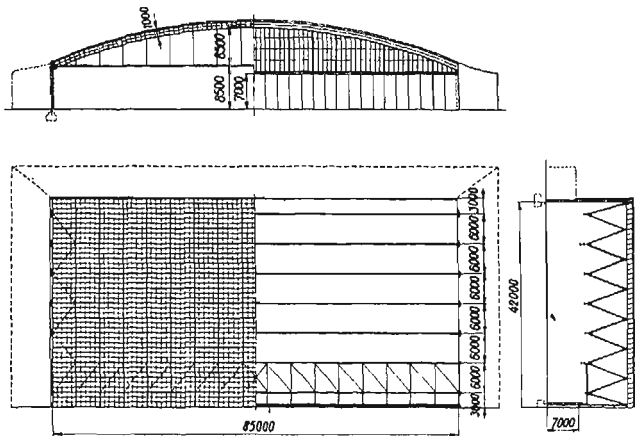
Jako pokrycie tak wykonanego stropu dachowego stosuje się zwykłą papę na lepiku. Zamknięta w poszczególnych skrzynkach blaszanych warstwa powietrza działa jako warstwa izolacyjna, dzięki czemu otrzymuje się podobno strop ciepło-



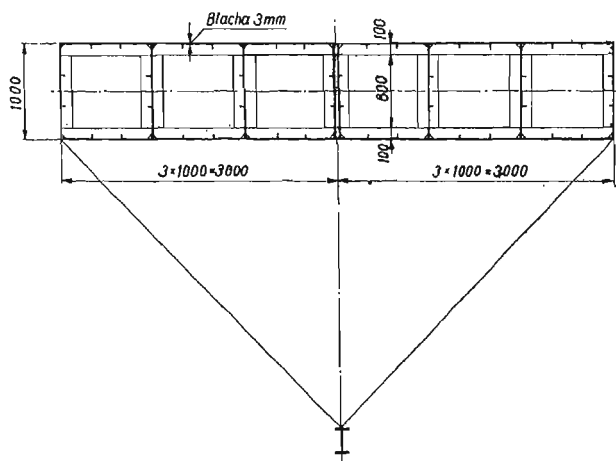
Rys. 5. Hangar lotniczy o rozp. 40 m z dachem o płaskim sklepieniu.

chronny, umożliwiający ogrzewanie hali. Strop tego rodzaju chroni przed odłamkami pocisków w znacznie większym stopniu, niż strop składający się z pojedynczych elementów blaszanych.

Ważną zaletą tego ustroju skrzynkowego jest normalizacja elementów i możliwość ich wykonania



Rys. 6. Hangar lukowy skrzynkowy (skrzynki kwadratowe) ze ściągniem o rozp. 85 m, głęb. 42 m.



Rys. 7. Przekrój elementu lukowego ze ściągnem, złożonego ze skrzynek blaszanych kwadratowych.

i zamagazynowania w celu zmontowania z nich w razie potrzeby hangaru o dowolnej rozpiętości i głębokości.

W hangarach wykonanych z tych elementów skrzynkowych w Niemczech⁷⁾ o rozpiętości 85 m i głębokości 42 m (wys. 8,5 m, w bramie 7,0 m) przy użyciu 7. ściągnię (rys. 6) ciężar jednostkowy konstrukcji stalowej łącznie ze słupami, tężnikami i bramą hangarową wyniósł $\sim 108 \text{ kg/m}^2$.

Przyjmując dla celów porównawczych, że ciężar jednostkowy 1 m^2 konstrukcji w bramie tego hangaru wynosi 70 kg/m^2 bramy (jak w hangarach u nas wykonywanych), czyli $\frac{7 \times 70}{42} \cong 12 \text{ kg/m}^2$ rzutu hali, otrzymamy ciężar jednostkowy samej konstrukcji nośnej

$$g = 108 - 12 = 96 \text{ kg/m}^2$$

W konstrukcji kratowej dawnego typu wagę jednostkową konstrukcji nośnej określić możemy według wzoru 1a na

$$g = l + b = 85 + 42 = 127 \text{ kg/m}^2$$

przy $\alpha = 2,0$, a przy współczynniku α o minimalnej wartości $\alpha = 1,5$ (specjalnie korzystny układ statyczny ramowy lub łukowy, wyzyskanie materiału, lekkie pokrycie)

$$g = 1,5 \times \frac{l+b}{2} = \frac{1,5}{2,0} \times 127 \cong 96 \text{ kg/m}^2$$

Jak z ostatniej wartości wynika, ciężar jednostkowy konstrukcji hangaru ustroju skrzynkowego nie jest zasadniczo niższy, niż przy użyciu normalnej konstrukcji kratowej dobrze i ekonomicznie rozwiązanej. Oszczędność przy użyciu ustroju skrzynkowego, jak w rys. 6. sprowadza się więc do różnicy kosztów pokrycia dachu — oczywiście przy tej samej cenie jednostkowej 1 kg konstrukcji skrzynkowej i kratowej. Przy naszych cenach obecnych $0,83 \text{ zł/kg}$ konstrukcji stalowej oraz $26,80 - 4,20 = 22,6 \text{ zł/m}^2$ stropu ceglano-betonowego (bez pokrycia bitumina), jak w przykładach poprzednio obliczonych, koszt 1 m^2 stropu jest równoznaczny w najlepszym przypadku $\frac{22,6}{0,83} \cong 27 \text{ kg/m}^2$ stali w konstrukcji (przy przyjęciu, że wartość izolacyjna obydwu rodzajów stropów jest jednostkowa — co jak należy przypuszczać nie będzie miało miejsca).

Ponieważ koszt jednostkowy 1 kg konstrukcji skrzynkowej z cienkościennych elementów z blachy stalowej, układanej na rusztowaniu jest bez wątpienia droższy, niż koszt 1 kg konstrukcji kratowej, więc nie należy się liczyć z oszczędnością przy użyciu tego rodzaju nowej konstrukcji. Strop taki będzie tańszy, niż strop w konstrukcji kratowej jedynie tylko w tym przypadku, gdy koszt 1 kg konstrukcji skrzynkowej w wykonaniu nie przekroczy $27 \times 100 = 28\%$ ceny 1 kg stali w konstrukcji kratowej.

⁷⁾ Por., Dr Wolf.: „Leichthallen auf neuer Grundlage“, Bauingenieur, z. 33/34 z 19 września 1938 r.

Ponieważ przy użyciu skrzynek blaszanych kwadratowych zużycie stali było stosunkowo duże zastosowano w następnych hangarach tego typu skrzynki o przekroju rurowym (rys. 8 i 9). Pod względem statycznym przekrój rurowy okazał się znacznie lepszy od skrzynek kwadratowych wymagających dla usztywnienia szeregu elementów niewspółpracujących.

Dla hangaru o tej samej rozpiętości 85 m (rys. 8) zastosowano rury z blachy stalowej grub. 2 mm (rys. 9), średnicy 750 mm, ułożone w odstępach około 1 m, przy czym na 6 rur przypada jedno ścięgno, podobnie jak w hangarze ze skrzynek kwadratowych. Jako usztywnienie zastosowano cienkie blachy poprzeczne przechodzące przez 3 rury co 5 m i ograniczające poszczególne elementy (dług. 5 m, szerokość ~ 3 m). Przy pomocy tych blach usztywniających i specjalnych śrub, poszczególne elementy łączy się ze sobą na budowie, unikając w ten sposób kosztownego i kłopotliwego spawania na budowie. Jako pokrycie zastosowano szalowanie z desek, oparte na krokiewkach, umieszczonych w specjalnych wycięciach blach usztywniających.

Ciężar jednostkowy konstrukcji nośnej tego typu wyniósł łącznie ze słupami, usztywnieniami i bramą hangarową 97 kg/m², a więc około 10% mniej, niż w typie o elementach blaszanych kwadratowych. Odliczając podobnie jak w przykładzie poprzednim ~ 12 kg na żelazo w bramie, otrzymamy ciężar samej konstrukcji nośnej 85 kg/m², co w porównaniu z ciężarem jednostkowym stali w hangarze o konstrukcji kratowej przedstawia oszczędność na stali

$$\text{od } \frac{127 - 85}{127} \times 100 = 33\% \text{ do } \frac{96 - 85}{96} \times 100 = 11\%$$

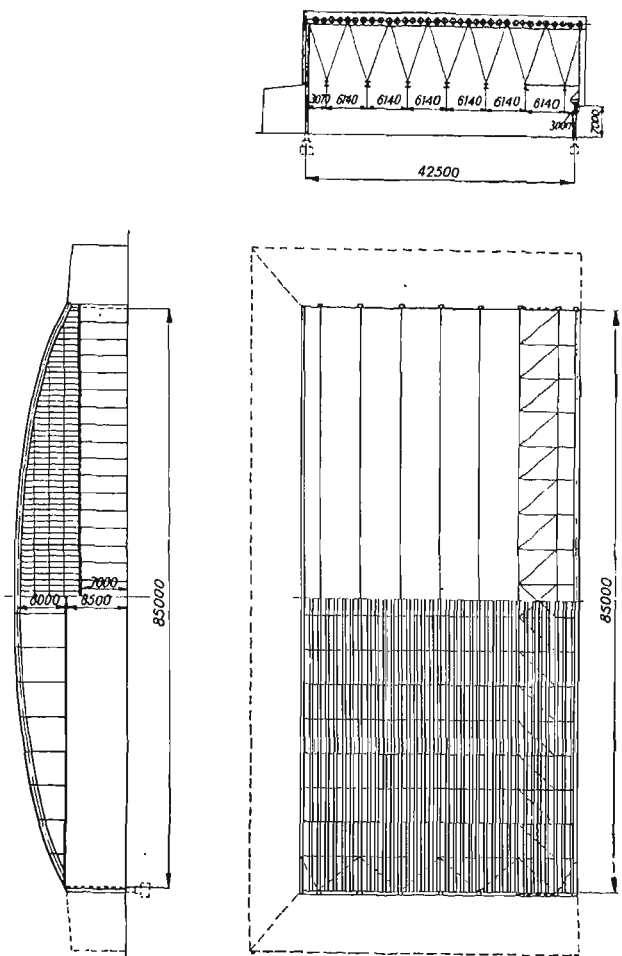
Dodatkową oszczędność na stropie możemy określić (w porównaniu z ocieplonym stropem ceramicznym) na około 19 zł/m², co jest równoznaczne (przy przyjęciu, że cena 1 kg konstrukcji rurowej wynosi 0,83 zł, jak w konstrukcji kratowej) z $\frac{19}{0,83} = 23$ kg stali w konstrukcji.

Podobnie, jak wyżej, powiedzieć możemy, że konstrukcja ta z elementów rurowych będzie w wykonaniu całego hangaru tylko wtedy tańsza, gdy koszt 1 kg tej konstrukcji nie przekroczy $\frac{11 + 23}{85} \times 100 \cong 40\%$ ceny 1 kg stali w konstrukcji kratowej.

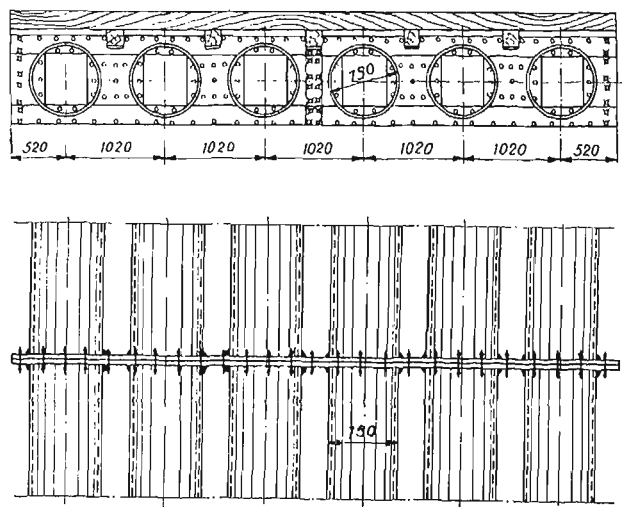
Wadą tego typu jest nieznaczna wartość izolacji cieplnej. Dodatkowe oszalowanie konstrukcji od strony dolnej podroży znacznie koszt wykonania.

Dalszym typem w rozwoju tego rodzaju konstrukcji jest ustrój składający się również z elementów rurowych, ułożonych jednak w większych odstępach, np. co 3,7 m, przy czym co 2 rury blaszane złączone są w jeden element nośny ze ścięgnem (rys. 10). Poszczególne elementy rury o średnicy 800 mm, wykonane z blachy stalowej 3 mm, długości około 5,4 m, zakończone są z oby-

dwu stron poprzecznymi blachami, które umożliwiają łączenie elementów przy pomocy śrub. Do tych blach poprzecznych dołączone są również rurowe pręty ciśnione, przenoszące parcie wiatru na



Rys. 8. Hangar łukowy, złożony z elementów rurowych ze ścięgnami o rozp. 85 m, głęb. 42,5 m.



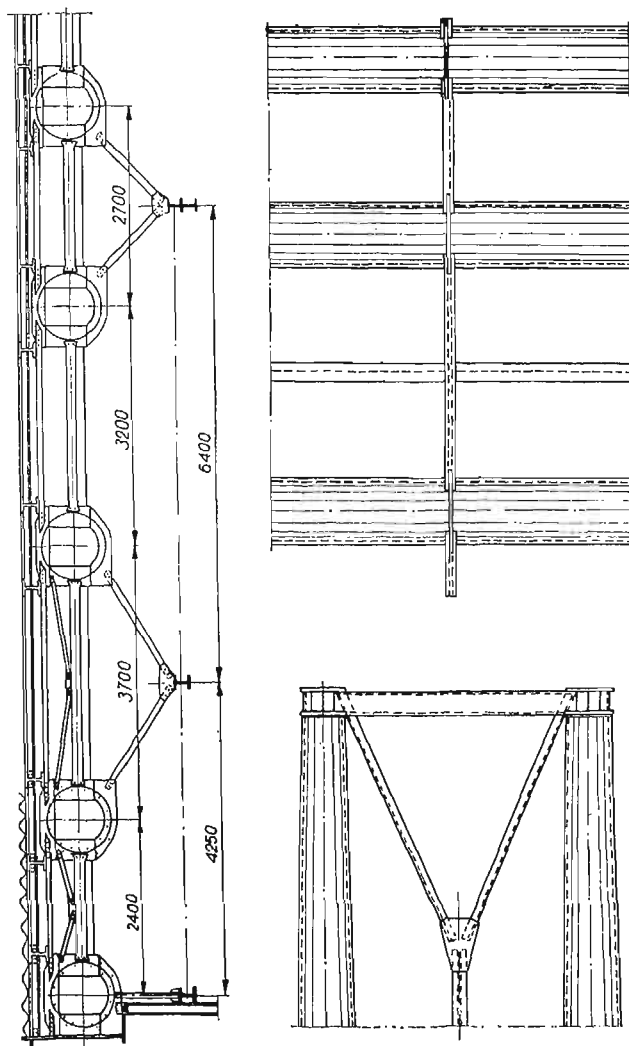
Rys. 9. Przekrój elementu łukowego z rur blaszanych, łączonych na śruby.

wszystkie dźwigary rurowe łukowe oraz uniemożliwiający wyboeczenie się więźarów rurowych w płaszczyźnie dachu. Dalsze pręty łączące poszczególne

gólne więzary tworzą dalsze usztywnienia, pełniąc równocześnie rolę płatwi pod pokrycie dachowe z eternitu falistego lub blachy. Druga warstwa eternitu falistego, przymocowana od strony dolnej do więzarów i płatwi, stwarza strop ciepłochronny i umożliwia w ten sposób ogrzewanie.

Ciężar jednostkowy stali w tym typie wynosi 62 kg/m² przy pokryciu eternitem falistym a 78 kg/m² przy pokryciu blachą grubości 3 mm (łącznie ze słupami, usztywnieniami i bramą hangarową). Po odliczeniu wagi stali w bramie (w sposób przybliżony, jak w przeliczeniach poprzednich) otrzymamy jako orientacyjny ciężar jednostkowy stali w konstrukcji nośnej 62 - 12 = 50 kg/m² oraz 78 - 12 = 66 kg/m² (przy pokryciu blachą). Oszczędność stali w konstrukcji nośnej jest w tym typie bardzo znaczna. Do wykonania wystarcza już niewiele więcej, niż połowa ilości stali potrzebnej do wykonania racjonalnej konstrukcji kratowej (lukowej lub ramowej).

Jeśli uwzględnimy różnice ceny stropu ceglano-betonowego (w konstrukcji kratowej) oraz ceny pokrycia ostatniego typu (podwójny eternit falisty — koszt 1 m² pokrycia pojedynczego około 7 zł), to wynikłą stąd oszczędność określić mo-



Rys. 10. Przekrój i szczegóły konstrukcyjne dachu o więzarach lukowych rurowych z blachy i pokryciu eternitem falistym.

żemy, jako równoważną z wagą stali $\frac{26,8 - 2 \times 7}{0,83} \cong$

$\cong 15$ kg. Ustrój więc tego rodzaju konstrukcji nośnej z luków rurowych z blachy będzie tańszy w wypadku, gdy cena jednostkowa tego rodzaju konstrukcji nie przekroczy $\frac{96 - 50 + 15}{50} \times 100 \cong 122\%$ ceny 1 kg stali w konstrukcji kratowej.

W dalszym rozwoju tego rodzaju konstrukcji przy użyciu dźwigarów lukowych rurowych ze ścięgnem, zastosowano w Niemczech dla dalszego zmniejszenia ciężaru konstrukcji stal wysokowartościową St. 52. Ponieważ przy użyciu tej samej ilości luków wypadłaby średnica przekroju rurowego za mała, zaprojektowano mniejszą ilość dźwigarów lukowych rurowych, dając zamiast dwóch elementów rurowych ze ścięgnem (według rys. 10) jeden element rurowy. W ten sposób ilość tego rodzaju pojedynczych dźwigarów zmniejszyła się do 7. Jako pokrycie zastosowano eternit falisty od góry i dołu, podobnie jak w typie poprzednim.

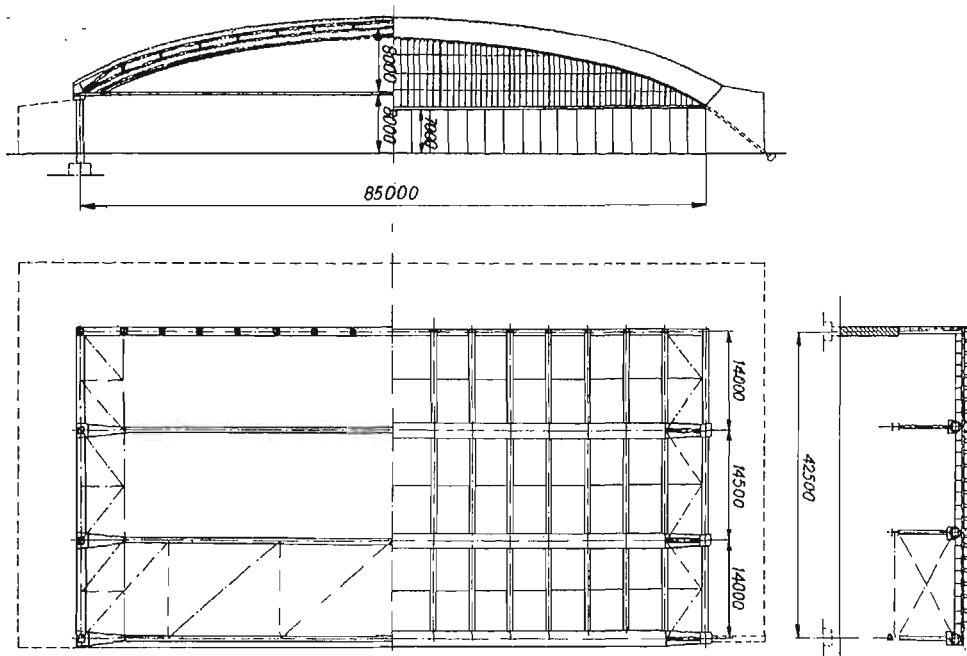
Ciężar jednostkowy stali zmniejszył się do 49 kg/m² rzutu dzięki zmniejszeniu do połowy ilości dźwigarów oraz słupów, a przy pokryciu górnym blachą grub. 3 mm — do 67 kg/m².

Za końcowy wynik rozwoju omawianych konstrukcji skrzynkowych i rurowych z blach cienkościennych uznać można w chwili obecnej projekt hangaru, podany w rys. 11, w którym ilość dźwigarów lukowych o przekroju rurowym została zredukowana z 7. do 3. (dla hangaru o tej samej szerokości). Dźwigary — łuki leżą tu, w odstępach co 14 m. Między nimi leżą płatwie-belki kratowe o wysokości 1 m, wykonane w konstrukcji spawanej. Pokrycie dachowe — jak poprzednio z eternitu falistego lub desek. Ciężar jednostkowy stali łącznie ze słupami i tężnikami wyniósł 40 kg/m² przy pokryciu eternitem, a 64 kg/m² przy pokryciu blachą grub. 3 mm. Oszczędność na wadze konstrukcji jest tu bardzo duża. W porównaniu z normalną konstrukcją kratową, ciężar stali spada tu do około jednej trzeciej.

Podobnie, jak i w przykładach poprzednich, uzyskuje się tu również dodatkową oszczędność na stropie dachowym. Przyjmując, że oszczędność ta na m² stropu będzie równoważna z ceną 10 kg stali (wysokowartościowej) obliczyć możemy orientacyjnie, przy jakiej cenie jednostkowej tej stali hangar o tej konstrukcji będzie tańszy, niż o normalnej konstrukcji kratowej. Będzie to miało miejsce wtedy, gdy cena 1 kg stali (St. 52) nie przekroczy $\frac{96 - (40 - 10)}{40} \times 100 \cong 165\%$ ceny 1 kg stali w normalnej konstrukcji kratowej.

Powyższe rozważania wskazują na to, że koszt hangaru o dużej rozpiętości przy zastosowaniu powyżej omówionych nowoczesnych konstrukcji z luków rurowych z blachy cienkościennej kształtuje się taniej niż przy użyciu normalnej konstrukcji kratowej, nawet w tym przypadku gdy cena jednostkowa 1 kg takiej konstrukcji jest dwa razy droższa.

Główną jednak zaletą tego rodzaju konstrukcji rurowych z blachy stalowej jest znacznie mniejsze zużycie stali, niż w konstrukcjach kratowych,



Rys. 11. Hangar o 3 dźwigarach łukowych rurowych ze ściągnięciami, o rozp. 85 m, głęb. 42,5 m.

dotychczas powszechnie stosowanych. Zużycie stali spada wtedy do połowy, a nawet jednej trzeciej, zużycia normalnego. Nic więc dziwnego, że konstrukcje tego rodzaju zostały zaprojektowane i zastosowane w Niemczech, przede wszystkim w celu uzyskania jak największej oszczędności w zużyciu stali. Polityka surowcowa w Niemczech okazała się w tym przypadku „dźwignią” postępu w rozwoju nowoczesnych stalowych konstrukcji dla hal o dużych rozpiętościach.

STEFAN BRYŁA (Warszawa)

W SPRAWIE ZMIANY PRZEPISÓW DOTYCZĄCYCH STALOWYCH KONSTRUKCYJ SPAWANYCH

Postęp techniki w dziedzinie techniki konstrukcyjnej nie jest tak szybki, jak w dziedzinach techniki nowo powstających, niemniej jest ciągły i nieustanny. Dotyczy to zwłaszcza tych metod konstrukcyjnych, które są jeszcze młode, albo tych, w które weszły nowe prądy dzięki nowym wynalazkom i udoskonaleniom. Zwłaszcza te udoskonalenia, niejednokrotnie nawet dobre, każde dla siebie, a jednak pojawiające się z dnia na dzień i z miesiąca na miesiąc, sumując się, dają ostatecznie w rezultacie ciągły, nieustanny postęp. Dlatego też normy, ustalone dla tych działów muszą być albo ogólne, ramowe, albo muszą ulegać ciągłym zmianom.

Normy francuskie należą zazwyczaj do kategorii pierwszej, normy niemieckie, na skutek systematycznego i systemizującego ducha niemieckiego raczej do kategorii drugiej. Stąd wynika, że przepisy francuskie trzymają się dziesiątkami lat, gdy niemieckie ulegają zmianom, niejednokrotnie nawet bardzo często następującym. Dotyczy to np. przepisów obliczenia konstrukcji żelazobetonowych, które Niemcy zmieniają co kilka lat, precyzując je w szczegółach nawet drobnych.

Polska idzie przeważnie drogą pośrednią. Sięga dalej w szczegóły niż Francuzi, ale mniej daleko niż Niemcy. Dlatego nasze normy trzymać się mogą dłużej od niemieckich. Niemniej postęp techniki zmierza do zmian właśnie w tych kwestiach, które są szczegółami konstrukcyjnymi. Dlatego nasze normy ulegają jednak co kilka lat zmianom. Np.

normy żelazobetonowe, wydane w r. 1934, przechodzą obecnie przez nowe debaty i w roku przyszłym najprawdopodobniej ukażą się w nowej postaci.

To samo dotyczy też nowej gałęzi techniki konstrukcyjnej, jak spawane konstrukcje stalowe. Normy polskie, ustalone w r. 1928, uległy nowelizacji i nawet kodyfikacji w r. 1933, ale od tego czasu zostały niezmienione, gdy normy niemieckie wydane w r. 1930 zostały po raz pierwszy zmienione już w r. 1932.

Od r. 1933 zaznaczył się jednak dalszy ogromny postęp w dziedzinie konstrukcji spawanych, a doświadczenia zdobyte w tym okresie pozwalają w wielu miejscach na zmianę norm. Nie tylko nawet pozwalają, ale nawet niekiedy zalecają. Postęp techniki eliminuje bowiem z wolna niektóre ustroje i połączenia, które uprzednio były stosowane, a wprowadza na ich miejsce ustroje i połączenia inne, które są racjonalniejsze, a których uprzednio, bez postępu techniki konstrukcyjnej nie można byłoby stosować. Należą tu np. połączenia stykowe, których pewność przy dawnych materiałach i metodach budziła wątpliwości, a które dzisiaj zostały uznane za zasadniczy i najbardziej wskazany typ połączeń spawanych.

W tych warunkach zachodzi potrzeba znówelizowania przepisów dotyczących konstrukcji spawanych. Zresztą sprawa ta łączy się ściśle z przepisami dotyczącymi mostów spawanych, które zrazu Komisja konstrukcji spawanych P.K.N. za-

mierzala wydać oddzielnie. Jednakowoż już norma PN/B—195 dotycząca konstrukcji żelazobetonowych ujęła łącznie i konstrukcje budowlane i konstrukcje mostowe, wprowadzając jedynie współczynnik dynamiczny i parę ustępów oddzielnych dla mostów. Jest to zresztą zupełnie zgodne z tym, co zachodzi we wszystkich państwach europejskich i amerykańskich. Jest to poza tym zgodne z tym, że przecież konstrukcje mostowe w istocie swej są tym samym co konstrukcje budowlane, tym samym zaś dobry konstruktor mostowy jest z reguły dobrym konstruktorem w zakresie budowli lądowych i na odwrót. Jest to też zgodne z tym, że zasady projektowania i sposób wykonania szczegółów konstrukcyjnych jest w obu wypadkach ten sam. Dlatego jest słuszne, by i inne komisje konstrukcyjne, idąc śladem państw innych, i u nas śladem komisji cementu, betonu i żelbetu, wprowadziły wspólne normy w ogóle dla wszystkich konstrukcji z danego materiału. Mówiąc to, mówię zarazem o normach konstrukcji spawanych, które w ten sam sposób powinny być ujęte. Zaznaczę należy zresztą, że już i do dzisiaj przepisy dotyczące projektowania i wykonywania konstrukcji spawanych w budownictwie lądowym były stosowane i przy projektowaniu mostów; — zresztą są one tak skonstruowane, iż w ogromnej ilości wypadków można było to uczynić. Dlatego możliwe jest i wskazane zalegalizowanie tego stanu rzeczy. Zaznaczę, że już Zjazd Inżynierów Budowlanych wypowiedziały się w tym kierunku przy nowelizowaniu przepisów żelazobetonowych.

Nie znaczy to bynajmniej, iżby wszystkie szczegóły miały być wykonywane i obliczane tak samo. Mosty, zwłaszcza kolejowe, na które działają silne wpływy dynamiczne, muszą mieć i swoje wybitne nieraz odrębności. Dotyczy to choćby naprężeń dopuszczalnych, choćby połączeń czołowych itd.

Niezależnie od tego nowelizacja ująć powinna szereg ważnych spraw. Należą tu przede wszystkim następujące (przechodzę poszczególne ustępy w tym porządku, w jakim zawarte są w dotychczasowych przepisach; — układ ten bowiem okazał się dobry):

1. *Współczynnik dynamiczny.* Dla mostów drogowych przyjmuje się go w wysokości $\varphi=1,5$, dla kolejowych sprawa nie jest wyjaśniona definitywnie. Wysuwa się dwie propozycje, polegające zresztą na wspólnej zasadzie, a różniące się od siebie jedynie współczynnikami. Różnice są jednak dość znaczne. Według jednej propozycji:

$$\varphi = 1 + \frac{100}{100+L};$$

według drugiej:

$$\varphi = 1 + \frac{50}{50+L}.$$

Mam wrażenie, że pierwsza propozycja lepiej odpowiada dzisiejszym warunkom; jednakowoż Ministerstwo Komunikacji ma tu najwięcej danych i ono z pewnością wystąpi z odpowiednią propozycją.

2. *Naprężenia dopuszczalne.* Są one uzależnione od dobroci wykonania, od jakości materiałów

i od metody spawania. Już wyżej wspomniałem, że dzisiaj zasadniczym typem spoin konstrukcyjnych są stykowe, które w myśl projektu nowej normy proponuje się nazywać czołowymi. Jeżeli dawniej styki blach w blachownicach, połączenia węzłowe kratownic wykonywano przy pomocy spoin pachwinowych, narażonych głównie i obliczanych na ścinanie, to obecnie wykonywa się je bezpośrednio na styki czołowe.

Staramy się przy tym o należyłą wytrzymałość i sprężystość połączenia. Jak wiadomo dzisiaj, wyżarzanie spoiny jest tym czynnikiem, który w wysokim stopniu zwiększa walory połączenia pod tym względem. Nakładanie zaś poszczególnych warstw spoina jest właśnie równoznaczne z wyżarzeniem warstw poprzednich. Podczas wykonywania nakładamy jednak warstwę więcej ponad grubość odpowiedniego elementu, tym samym wyżarzamy więc wszystkie warstwy właściwej spoiny, więc całą spoinę na grubość łączonego elementu, a następnie zdejmujemy wystającą warstwę zewnętrzną. W budownictwie lądowym pogrubiamy nieraz spoinę, w mostowym tego nie czynimy*) ze względu na pewną różnorodność materiału spoiny, sfer przejściowych i materiału macierzystego (o czym jeszcze niżej). Chodzi bowiem nie tylko o wytrzymałość, ale i o ciągliwość materiału.

Niezależnie od tego stwierdzić należy, że fabrykacje elektrod i metody wykonania poszły w ostatnich latach ogromnie naprzód, właśnie w kierunku uzyskiwania tej ciągliwości. Jeszcze technika nie powiedziała tu swego ostatniego słowa, ale postęp jest ciągły i nieustanny. Dawniej uzyskiwaliśmy wielką wytrzymałość raczej dzięki procesom termicznym, dzisiaj udział jakości elektrod i sposobu wykonywania (wyżarzania) jest w wytrzymałości ogromny. Dzięki temu też dawniej ciągliwość spoin była stosunkowo mała, ale dzisiaj stan ten poprawił się ogromnie. Powłoka da się łatwo wydzielić z metalu, uzyskujemy wielką, nieosiągalną dawniej czystość materiału. Te czynniki powodują, że wytrzymałość grubych spoin dzisiaj jest znacznie większa niż dawniej.

Jeżeli więc uwzględnimy, że elektrody obecne posiadają mniej więcej te same własności technologiczne co macierzysty materiał łączony, wykazują znacznie większe wytrzymałości, to dojdziemy do przekonania, że możliwe jest wprowadzenie dla spoin czołowych naprężeń dopuszczalnych wyższych niż dotychczas, równych naprężeniom dopuszczalnym materiału macierzystego w budownictwie lądowym. W mostownictwie, gdzie mamy do czynienia z wpływami dynamicznymi, należy być wciąż jeszcze ostrożniejszym. Uważam, że tam należy przyjmować wytrzymałość połączenia czołowego nie większą jak 80—90% wytrzymałości materiału macierzystego.

Oczywiście muszą być przy tym zachowane wszystkie potrzebne wymogi: próby elektrod, próby spawaczy, zbadanie spawalności materiału ma-

*) Oczywiście mówię tu o spoinach w konstrukcjach stalowych, a nie o spoinach wkładek w konstrukcjach żelazobetonowych. W tych ostatnich dopuszczalne jest także i w mostach pogrubianie spoin.

cierzystego (tego ostatniego nie potrzebuje stal handlowa bez znaku i inne stale zbadane należycie na spawalność.

Powiększenie naprężeń dotyczy tak samo spoin pachwinowych ścinanych. Mówię tu o spoinach grubszych, dla których naprężenia dopuszczalne zmniejszały się według polskich przepisów w bardzo znacznym stopniu. Naprężenie dopuszczalne dla spoiny 4 mm wynosiło 320 kg/cmb, dla spoiny 8 mm 585 kg/cmb, dla spoiny 14 mm 920 kg/cmb. Było to najzupełniej uzasadnione przed laty sześciu, gdy przepisy tworzone. Dzisiaj, na skutek podanych wyżej powodów można naprężenie dla spoin grubszych podnieść w górę i to znacznie.

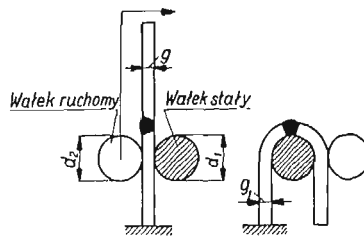
Zastanowić się należy przy tym, czyby w myśl propozycji p. inż. Dobrowolskiego nie było wskazane wprowadzić dwu kategorii spoin: przenoszących siły, więc spoin niosących oraz spoin o znaczeniu raczej konstrukcyjnym, które są konieczne ze względów tzw. konstrukcyjnych, ale przenoszą siły niewielkie. Wprowadzenie takich kategorii wymaga w wybitnym stopniu rzetelności i solidności firmy, dać może natomiast duże korzyści pod względem ekonomicznym.

3. *Oznaczenia i nomenklatura spoin.* Jest to sprawa zresztą ściśle formalna, a mówię o niej w tym miejscu ze względów wyżej podanych, zresztą tylko w jednym zdaniu: Należy je w całości dostosować do odpowiedniej normy P.K.N. Łączy się z tym sprawa wyeliminowania obliczeniowego spoin nierównoramiennych, sprawa wymiarów obliczeniowych spoin itd.

4. *Ukosowanie.* W przepisach dotychczasowych sprawa ukosowania blach i kształtówek ujęta jest ściśle; jednakowoż uwzględnione są tam jedynie dwa, względnie trzy wypadki, mianowicie ukosowanie na X, ukosowanie na V i połączenie bez ukosowania. W dzisiejszych urządzeniach konstrukcyjnych mamy szereg połączeń innych, choćby połączenia na K, na U itd. Wskazane jest zatem albo omówienie wszystkich sposobów ukosowania, albo pominięcie w tym miejscu wszystkich. Właściwie bardziej wskazane jest nawet pominięcie, gdyż to jest sprawa raczej podręcznikowa niż przepisów i norm.

5. *Próby elektrod.* Uzupełnienia i zmiany w tej partii powinny być dość duże. Raz dlatego, że pewne próby powinny być w ogóle wprowadzone, po wtóre dlatego, że w tym dziale właśnie wymogi dla konstrukcji mostowych i w ogóle konstrukcji narażonych na wpływy dynamiczne muszą być większe niż dla konstrukcji budowlanych.

Jeżeli chodzi o sprawę pierwszą, to przede wszystkim należy zwrócić uwagę na próbę na zginanie. Wiadomo, że próba ta jest potrzebna, ale też wiadomo, że zgięcie próbki nie postępuje równomiernie nawet na odpowiednim trzpieniu, jak alternatywnie podają przepisy dotychczasowe. Równomierne kołowe wygięcie osiągnąć można jedynie przy zginaniu przymusowym, więc na aparacie, (rys. 1 i 2), który posiada jeden wałek stały, a drugi ruchomy, obracający się dokoła osi tegoż wałka stałego na średnicy $d_1 + d_2 + g$, gdzie d_1 i d_2 oznaczają średnicę wałków, zaś g grubość zginanej próbki. Zazwyczaj będzie $d_1 = d_2$. Próbka powinna być odpowiednio obrobiona. Dla celów mostowych



Rys. 1. Próbka wstawiona w aparat.

Rys. 2. Próbka wygięta.

(i budowlanych) grubość blachy powinna być $g = 12$ mm.

Drugą ważną próbą w myśl dzisiejszych pojęć o spawaniu powinna być próba na stwierdzenie przydatności spoiwa do spawania. Najwłaściwiej zastosować tu próbę na udarność. Próba ta pozwoli na zorientowanie się co do stopnia jednorodności spoiwa i sfer przejściowych, oraz materiału macierzystego. Miarą spawalności jest przecież stopień jednorodności własności wytrzymałościowych i sprężystościowych tych materiałów.

W konsekwencji tego, co wyżej powiedziałem, należy ustęp o elektrodach zatwierdzonych przez władze (Ministerstwo Spraw Wewnętrznych) odpowiednio rozszerzyć, kwalifikując inaczej elektrody dla celów budownictwa lądowego, a inaczej dla celów mostowych.

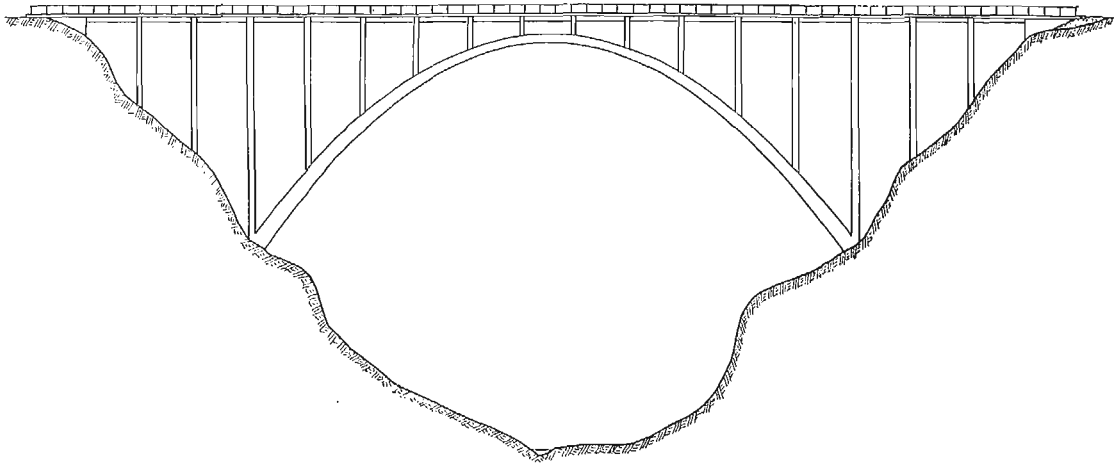
Łączy się z tym sprawa spawalności materiału konstrukcyjnego. Spawalność jest pojęciem względnym, zależnym w znacznym stopniu od przeznaczenia danej konstrukcji. Jak wiadomo, jak stwierdził to Międzynarodowy Kongres Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich w Berlinie w r. 1936 jednomyślną uchwałą, i jak to wyżej zaznaczyłem--nasza stal handlowa i stal 010W (odpowiadająca niemieckiej stali St. 37) są doskonale spawalne. Ale nie wszystkie stale są spawalne, o czym więcej mówiłem w artykule „Katastrofa mostu w Hasselt“ (Inżynieria i Budownictwo, 1938. Zeszyt II). Na szczęście sprawa ta jest u nas postawiona bez porównania lepiej, dzięki temu, że nasze stale handlowe są Martinowskie, a poza tym dzięki temu, że huty wprowadzając nowe gatunki stali konstrukcyjnych na rynek w wybitnym stopniu dbają o spawalność ich, z tego powodu, że w Polsce w 80% konstrukcji stalowych budowlanych stosuje się spawanie. Niemniej przy wprowadzeniu stali wysokowartościowych, które wchodzi i będą wchodzić coraz bardziej na nasz rynek, na sprawę tę należy zwracać baczną uwagę (por. artykuł wzmiankowany oraz art. „Mosty spawane na autostradach niemieckich“, Przegląd Techniczny, listopad 1938).

Starłem się podać główne punkty, w których przy ustalaniu nowych przepisów dla konstrukcji spawanych, budowlanych czy mostowych, należałoby poczynić zmiany. Nie wyczerpują się na tym wszystkie zmiany, jakie się nasuwają; niemniej są to zmiany najważniejsze. Sądzę, że trzeba je wprowadzić chociażby dlatego, by nasze przepisy stały i nadal w rządzie najnowocześniejszych i najlepszych.

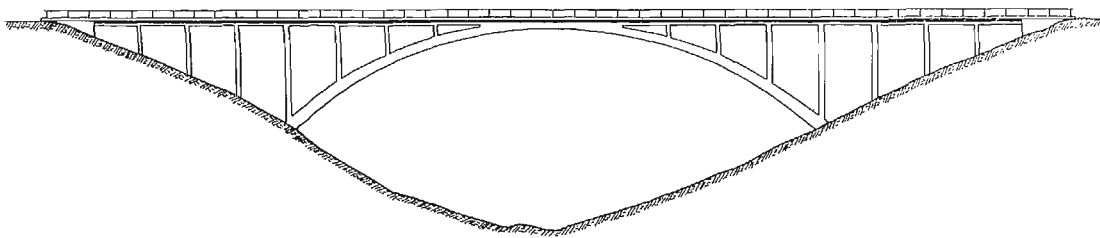
WSPÓŁCZESNE ŻELBETOWE MOSTY ŁUKOWE

Od wieków uważane są mosty za dzieła sztuki, w szczególności za dzieła sztuki inżynierskiej. Jakkolwiek na pierwszy plan przy projektowaniu wysuwają się względy materiałowe, statyczne i konstrukcyjne, to przecież twórca projektu, przed przystąpieniem do pracy statycznej i rysunkowej, musi mieć w swej wyobraźni ustalony obraz całości, którego utrwalenie możliwe jest przy umiejętnym oporowaniu wiedzą statyczno-konstrukcyjną.

przyczółki na stokach dolin są niekorzystne i działają przygniatająco. Niewielka nadwyżka kosztów w celu uniknięcia takich niekorzystnych założeń jest bez znaczenia z uwagi na osiągnięte wyniki lepszego wyglądu mostu. Przyczółki odpowiadają muszą charakterowi mostu. Im delikatniejsza jest konstrukcja mostowa, tym niekorzystniej działają masywne przyczółki, zamiast których należy tak zwiększyć długość mostu ku stokom doliny, aby



Rys. 1. Łuk stromy, jezdnia wzniesiona ponad kluczem.



Rys. 2. Łuk płaski, jezdnia złączona z kluczem.

Most wybija się silnie ze swego otoczenia i nie może być budowlą niewiązującą się z krajobrazem. Na tle krajobrazu lub miasta zabytkowego musi konstrukcja mostowa stanowić element naturalny, zrośnięty ze swym otoczeniem.

Niejako motywem przewodnim konstrukcji mostowej jest linia jezdni, która łączy brzegi przeszkody i optycznie uzmysławia cel mostu. Dlatego też uzewnętrzniający się w widoku bocznym pas jezdni powinien biec nieprzerwanie wzdłuż całej budowli. W mostach z pomostem górą tworzy jezdnią naturalny pas wieńczący, którego nie należy przerywać nadbudowami na filarach. Również mosty z łukami nad jezdnią, przy zachowaniu użytecznego się pasa jezdni, tłumaczą w naturalny sposób cel założenia mostu.

Wielkie znaczenie, dla związania mostu z krajobrazem, ma zakończenie mostu. Pewną swobodę w założeniu przyczółków dają mosty i wiadukty w szerokich dolinach. Wysokie stożki i masywne

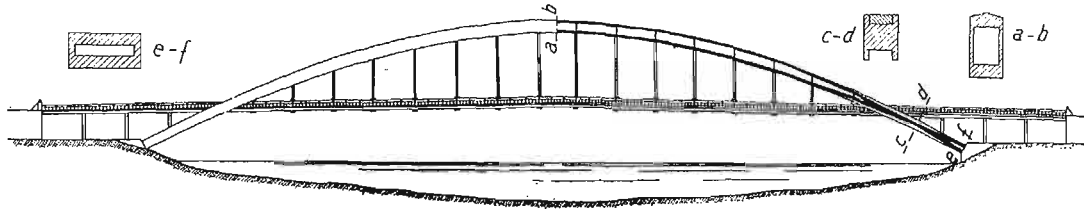
nasypy zamykające miały tylko nieznaczną wysokość. Najlepsze przejście mostu w teren stanowią skrzydła równoległe, zastosowane w ten sposób, że nasypy i stożki zupełnie odpadają (rys. 2). Inaczej oczywiście wygląda zakończenie mostu w terenie płaskim, gdzie nasypy muszą stanowić zakończenie mostu.

Łuk jest najbardziej naturalnym dźwigającym elementem konstrukcji mostowej i, jak wiadomo, w porównaniu z belką osiąga rozpiętości bardzo wielkie, zależnie od materiału zastosowanego na konstrukcję. Łuki żelbetowe o wielkich rozpiętościach mają kształt osi podyktowany linią ciśnienia dla ciężaru stałego. O ile dla rozpiętości wielkich łuki o kształcie linii ciśnienia wyglądają dobrze, to dla małych rozpiętości rażą nawet nieznaczące odstępstwa od łuku kołowego. Konstrukcja jezdni mostów łukowych o rozpiętościach średnich i wielkich oparta jest na łukach za pośrednictwem słupów lub ścian poprzecznych, wskutek czego ustrój

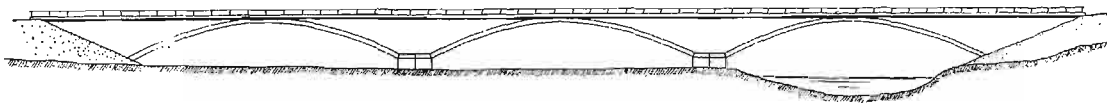
nabiera przejrzystości i lekkości. Przy mostach szerokich o łukach bliźniaczych ściany, podtrzymujące pomost, mogą być zastąpione ramami. Wielkość odstępów słupów względnie ścian pomostowych wpływa w znacznym stopniu na wygląd mostu. Zbyt wielka ilość słupów pomostowych w nie-

rajac, przy równoczesnym stopniowym zmniejszaniu wysokości przekroju, kształt sierpowaty (rys. 3); wydrążenia w części środkowej zmniejszają ciężar własny ustroju.

Most, złożony z szeregu łuków, powinien mieć przeszłą jednakiego kształtu i o prawie równym



Rys. 3. Łuk utwierdzony sierpowy.



Rys. 4. Szereg łuków płaskich jednakowego typu ze ścianami czołowymi.

wielkich odstępach działa niespokojnie. Małe odstępy ścian lub słupów pomostowych łuku głównego wobec wielkich światel sąsiadujących przeszłych skrajnych są niewłaściwe i nie dają dobrego obrazu mostu. Najodpowiedniejszy jest podział tego rozdziału, że odstępy podpór pomostowych i światła przeszłych na zboczach są równe lub prawie równe (rys. 1 i 2). Przy znacznych różnicach wysokości podpór pomostowych, równy podział daje złudzenie, że odstępy nad wezłowiem są mniejsze niż w pobliżu klucza. Poza tym wysokie podpory wezłowiowe muszą mieć wymiary przekrojów większe od podpór w pobliżu klucza. Różnica ta nie zwraca jednak uwagi, dopóki stosunek grubości do wysokości podpór jest stały.

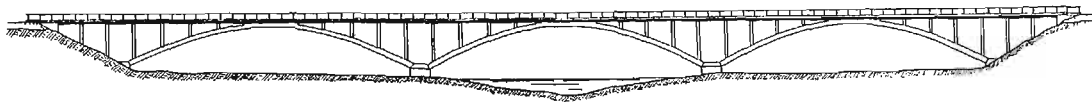
Łuki wysokie mogą mieć jezdnię wzniesioną nad kluczem i podpory pomostowe na całej długości łuku (rys. 1). Jezdnia łuków płaskich łączy się z łukiem w kluczu, przy czym występy wspornikowe pomostu nie mogą przecinać łuku, którego wymiar w kluczu powinien być i w widoku bocznym niezmnieszony (rys. 2).

stosunku strzałki do rozpiętości (rys. 4). Przesła o łukach kołowych, sąsiadujące z przeszłami o łukach płaskich, nie wyglądają dobrze. Płaskie łuki mostowe na rzekach otrzymują wezłowia możliwie nisko, wskutek czego niższe są też i filary. Konstrukcję ścian lub słupów pomostowych można, przy średnich i wielkich rozpiętościach łuków, przeprowadzić nad filarami, a ewentualnie także poza skrajnymi łukami (rys. 5).

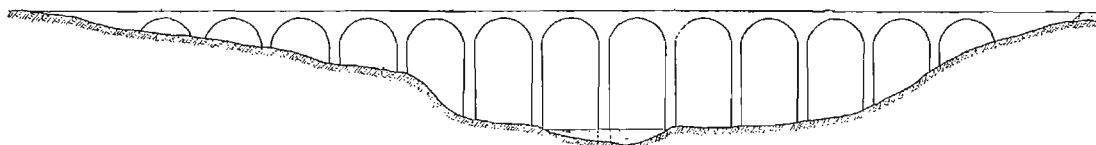
Łuki płaskie na wysokich smukłych filarach są konstrukcyjnie niecelowe i wyglądają niedobrze.

Poprawne rozwiązanie wieloprzęsłowego mostu łukowego o znacznej strzałce łuków w stosunku do rozpiętości podaje ryc. 8. Najpiękniejszą formą łuków mostowych dla dolin wysokich i szerokich są równej rozpiętości łuki półkoliste na wysokich filarach, kończące się długimi skrzydłami równoległymi (rys. 6).

Przy małej różnicy wysokości między niweletą a wielką wodą i przy wielkiej rozpiętości stosowna jest konstrukcja łukowa nad pomostem



Rys. 5. Szereg łuków płaskich jednakowego typu z konstrukcją ścian lub słupów pomostu.



Rys. 6. Najodpowiedniejszy typ łuków wieloprzęsłowych dla doliny szerokiej i znacznej wysokości filarów.

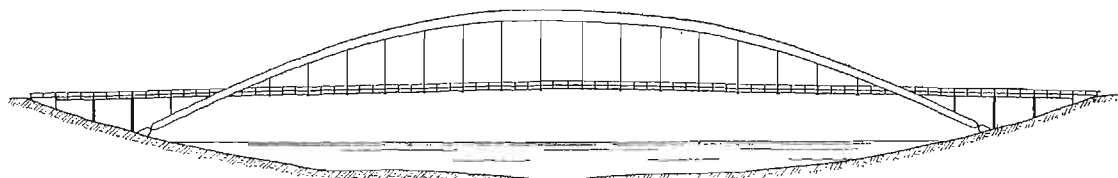
Najpierwotniejszą postacią jest łuk bezprzegubowy o zwiększającej się grubości od klucza ku wezłowiom. Zastosowanie znajdują także łuki i tarcze trójprzegubowe, jako też łuki dwuprzegubowe ze ściętnem znoszącym niekiedy parcie poziome. Łuk bezprzegubowy o wielkiej rozpiętości może się ku wezłowiom rozszerzać, przybie-

rys. 7). Łuk nad jezdnią zaznacza się bardzo wyraźnie w terenie płaskim i wygląda dobrze tylko przy zastosowaniu jednego przeszła¹⁾.

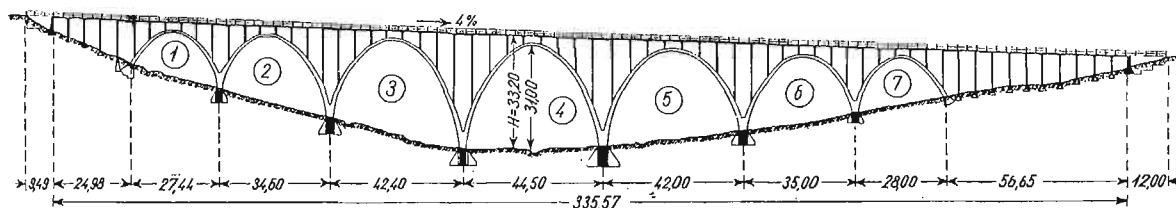
¹⁾ Uwagi ogólne według publikacji: K. Schachterle i F. Leonhardt, Die Gestaltung der Brücken. Berlin. 1937.

Jako przykłady wzorowych łuków mostowych, które — tak pod względem statyczno-konstrukcyjnym, jak i harmonijnego dostosowania się do krajobrazu, — zasługują na uwagę, omówimy dwie

miu stromych łuków o różnych rozpiętościach od 27,44 m do 44,50 m, przy czym nasady łuków znajdują się tuż nad terenem. W przekroju poprzecznym (rys. 9) widać dwa łuki bliźniacze o stałej



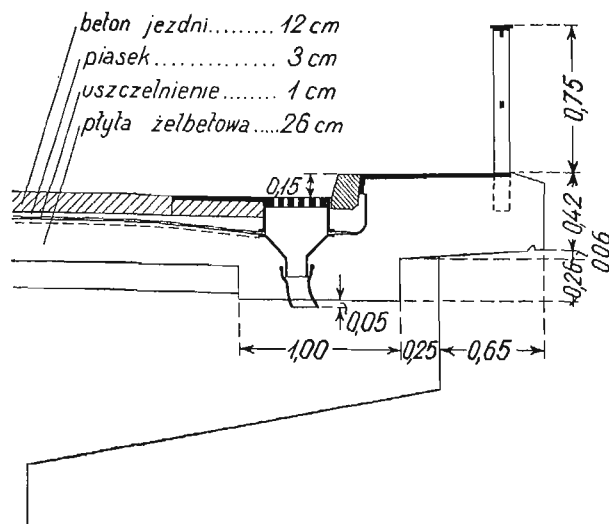
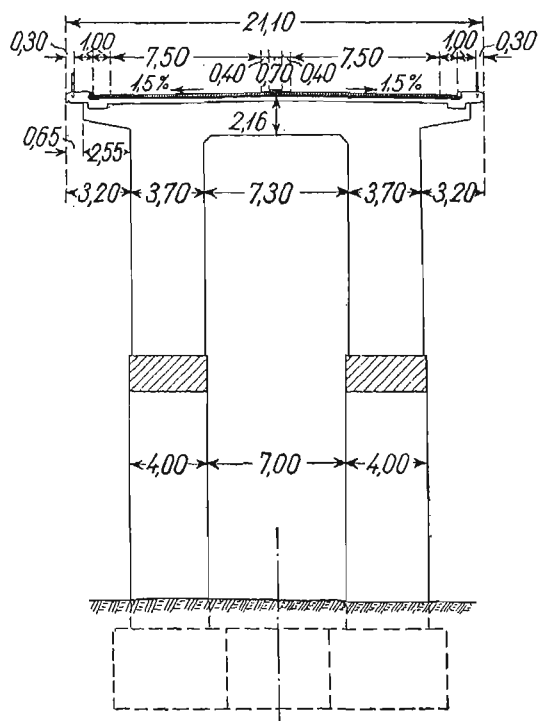
Rys. 7. Łuk dwuprzegubowy z jezdnią zawieszoną.



Rys. 8. Założenie ogólnie mostu w dolinie potoku Rohrbach pod Stuttgartem.

konstrukcje, wykonane na niemieckich drogach samochodowych przez firmę Grün i Bilfinger S. A. w Mannheimie.

szerokości 4,00 m w odstępie 7,00 m. Ramy, utworzone ze ścian pomostowych i poprzecznic, podtrzymują płytę pomostową, której szfowanie na



Rys. 9. Ustrój poprzeczny mostu w dolinie potoku Rohrbach.

Przykładem wieloprzęsłowego mostu łukowego jest most w dolinie potoku Rohrbach pod Stuttgartem²⁾ (rys. 8 do 13). Ustrój składa się z sied

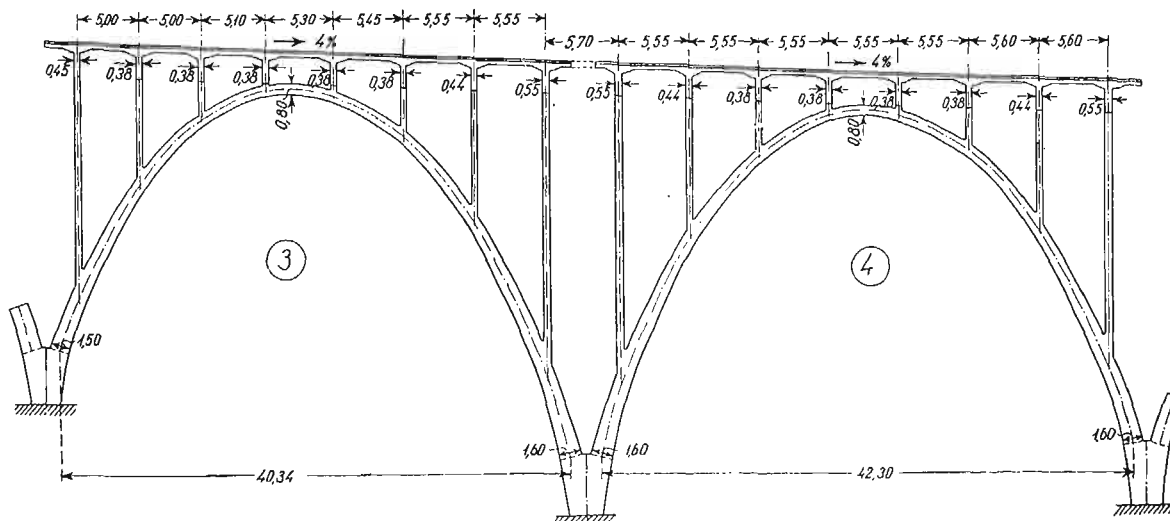
²⁾ Klett u. Rietli: „Die Rohrbachbrücke bei Stuttgart“, Beton u. Eisen 1938, H. 5.

K. Schächterle: „Der Einfluss des Überbaus auf die Spannungen bei Steingewölben mit voller Übermauerung und Eisenbetonbogen mit aufgeständerter Fahrbahn“, Der Bauingenieur 1938, H. 9/10.

poprzecznicach zakryte jest niskimi, skrajnymi podłużnicami umieszczonymi już prawie na końcach wsporników, powstałych z przedłużenia belek ram pomostowych. Dla uniknięcia wpływu odkształcenia ciągłej płyty pomostowej na sąsiednie łuki, zastosowano nad filarami przerwy w pomoście w postaci płyt swobodnie podpartych o grubości 42 cm (rys. 10). Odstępy ścian pomostowych i ich grubości są różne i, zgodnie z wymaganiami statycznymi, tak dobrane, że w widoku bocznym robią wrażenie równego podziału. Grubości łuku o największej rozpiętości wynoszą: w kluczu 0,80 m, w węzłowiach 1,60 m. Analogiczne wymiary łuków skrajnych: 0,60 m i 0,90 m.

Osie wszystkich łuków mają kształt linii ciśnienia dla ciężaru stałego. Obliczenie statyczne, z uwzględnieniem sztywnego połączenia ścian z łukami i płytą pomostową, przeprowadzono za pomocą metody modelowej według pomysłu Schaechterlego. Przy obliczaniu metodą zwykłą i założeniu obustronnego przegiębnego połączenia ścian otrzy-

Wykonanie fundamentów w otwartych wykopach, przy dopuszczalnym ciśnieniu na grunt 6 kg/cm^2 , nie nastęrczało żadnych trudności. Z wielką starannością wykonano rusztowania łuków (rys. 11), stosując dla łatwiejszego wykonania węzłów tylko drzewo kantowe. Na każdy łuk przypadały trzy więzary rusztowania. Z powodu

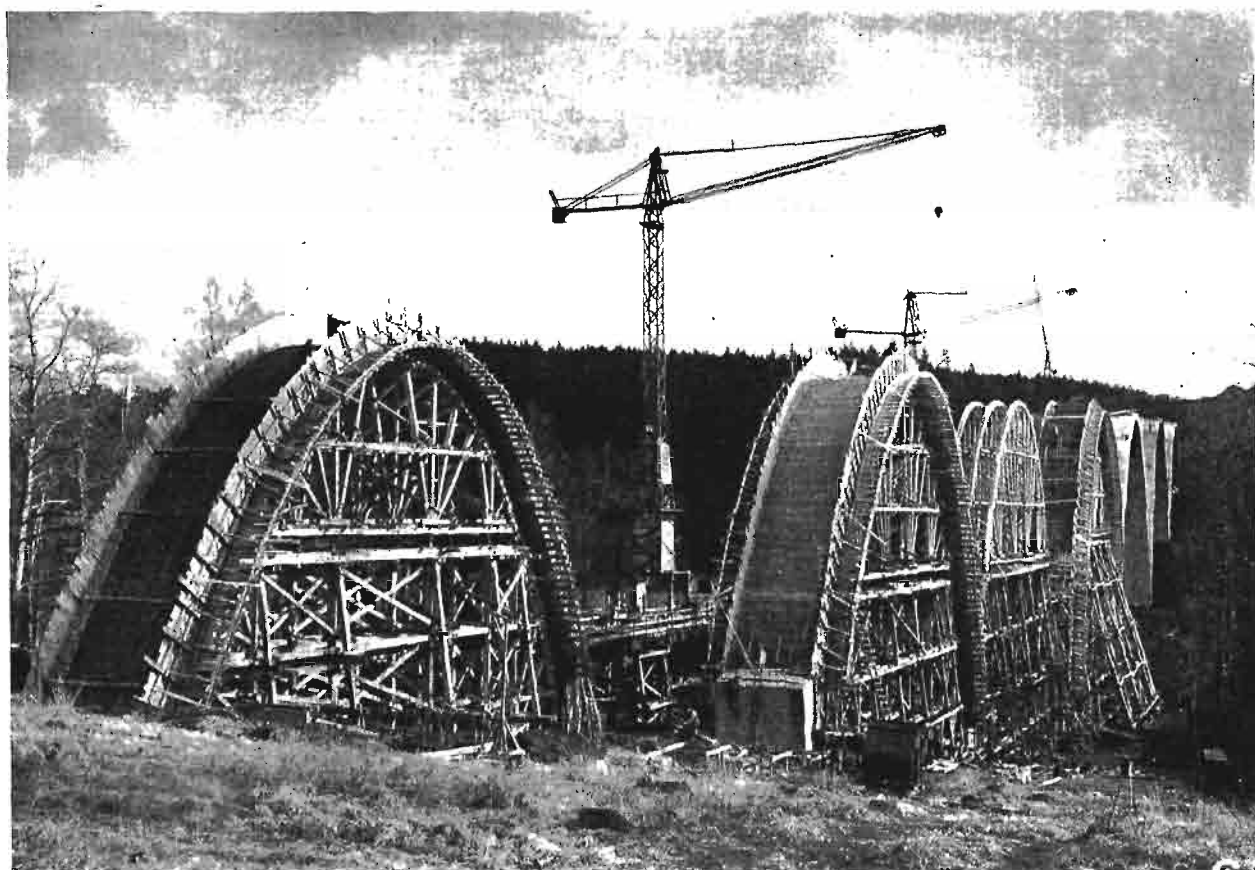


Rys. 10. Przęsło 3 i 4 mostu w dolinie potoku Rohrbach.

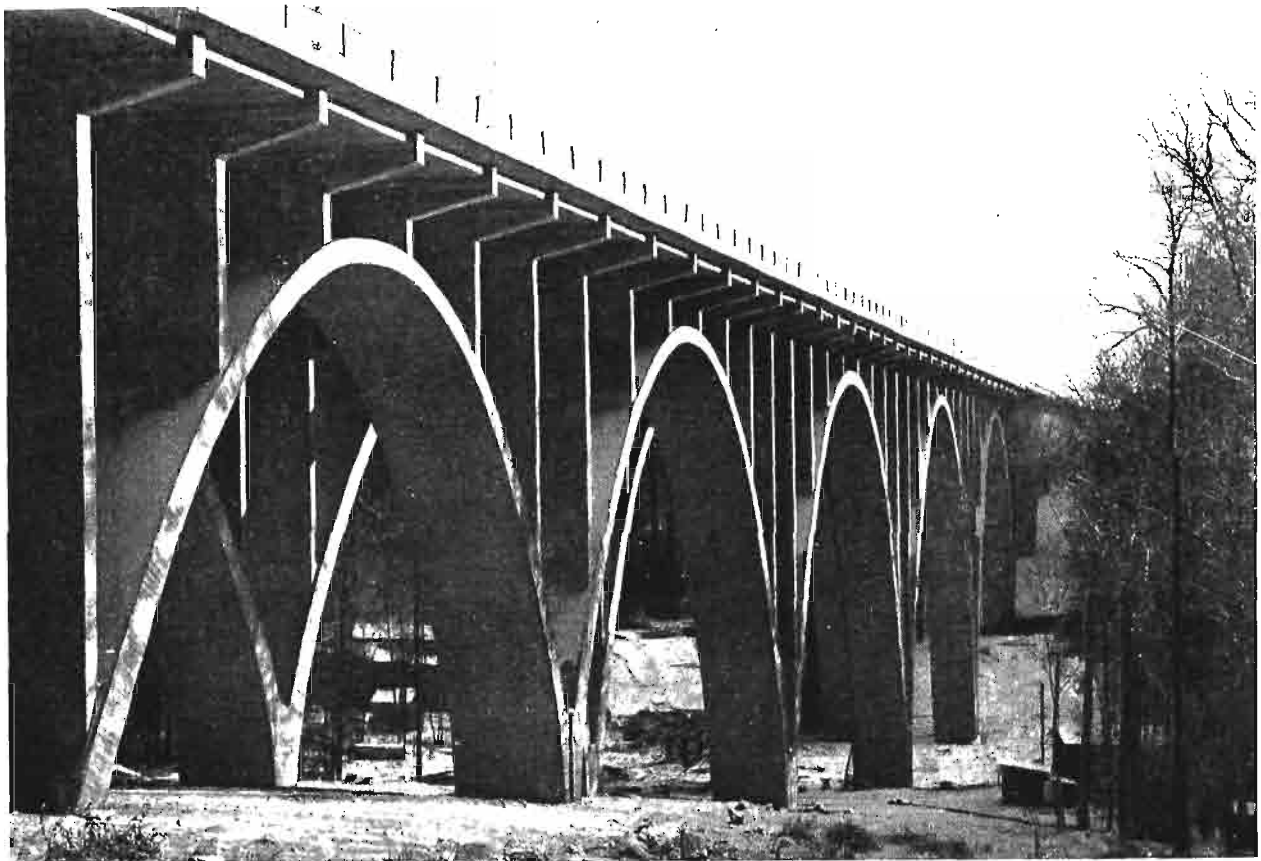
mano odkształcenia dwukrotnie większe od odkształceń, wyznaczonych na modelu.

Ilość użytej stali okrągłej na 1 m^3 betonu wynosiła: w łukach 61 kg/m^3 , w ścianach pomostowych 66 kg/m^3 , w płycie pomostowej 169 kg/m^3 .

znaczej wysokości rusztowania, dochodzącej do 35 m , konieczne było osobne stężenie boczne, które wykonano jako ciężkie kratowe przyczepy poprzeczne, oparte na osobnych palach. Pomimo że konstrukcja znajduje się w okolicy zalesio-



Rys. 11. Rusztowanie mostu w dolinie potoku Rohrbach.



Rys. 12. Widok ogólny mostu w dolinie potoku Rohrbach.



Rys. 13. Spód mostu w dolinie potoku Rohrbach.

nej, przyjęto parcie wiatru na dolną część rusztowania 75 kg/m^2 , na część górną 120 kg/m^2 . Zużycie drzewa było bardzo duże. Na jedno żebro łuku „4” użyto 340 m^3 drzewa.

Strome łuki umożliwiały bardzo prymitywny przebieg betonowania. Naprzód betonowano bez przerwy od obu nasad łuku do wysokości nasady rusztowania górnego. Następnie wybetonowano szeroki odcinek w kluczu, po czym betonowano znowu łuk od dołu z obu stron, pozostawiając po obu stronach odcinka w kluczu niezabetonowane pasy 60 cm szerokości. Po kilku dniach zabetonowano oba odcinki zamykające, przy użyciu betonu wilgotnego. Pomost betonowano równocześnie z dwóch stron, począwszy od ścian węzłowych ku najniższym ścianom pomostowej, po czym zabetonowano środkową część płyty pomostowej. Swobodnie oparte części płyt pomostowych nad partiami węzłowymi łuków betonowano później.

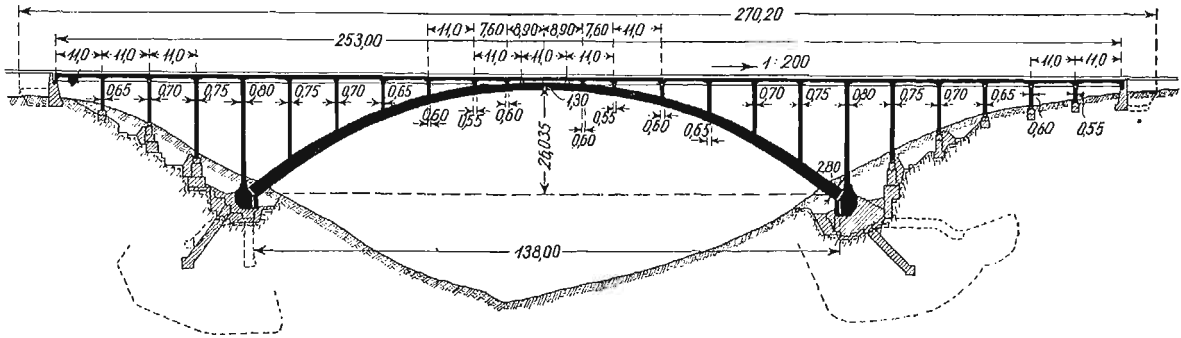
Zwir i piasek, dostarczony z Renu, przechowywano podzielony na następujące grupy uziarnienia: 0 do 3 , 3 do 7 , 7 do 15 i 15 do 30 mm . Piasek zawierał tak małe ilości pyłów, że w celu osiągnięcia gładkich powierzchni betonu dodawano 60 kg piasku miękkiego i 50 kg trasy na 1 m^3 gotowego betonu. Pierwszy łuk betonowano bez zastosowania specjalnych metod zagęszczania betonu. Przy łukach następnych stosowano wibratory elektryczne. Stosunek wody do cementu wynosił $0,5$ do $0,6$. Stosowana mieszanina betonu o zawartości 300 kg cementu normalnego na 1 m^3 betonu dawała po 28 -dniach wytrzymałość na ciśnienie 300 do 340 kg/cm^2 , po 220 dniach 400 do 450 kg/cm^2 .

W całości przerobiono na fundamenty 2336 m³, na łuki 3385 m³, na ściany pomostowe 2320 m³ i na płytę pomostową 2260 m³ betonu. Całkowita ilość użytej stali okrągłej wyniosła 946 t.

Jednym z najpiękniejszych typów żelbetonowych mostów łukowych, jednoprzęsłowych jest most w

Skalisty grunt pod fundamenty wykazywał szczeliny i częściowo warstwy słabsze. Dla wzmocnienia stosowano zastrzyki cementowe z pomocniczych sztolni i szybów.

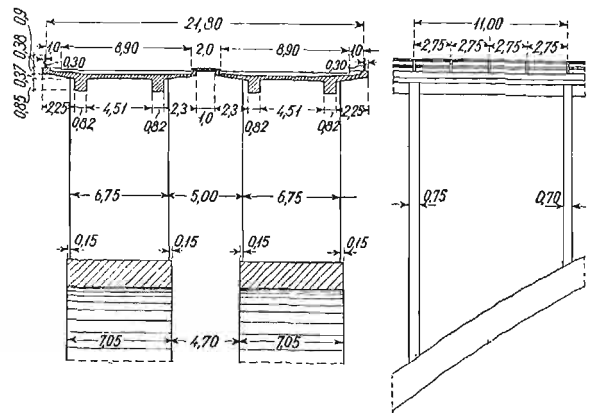
Rusztowanie, wykonane do jednego łuku, użyte zostało po przesunięciu poprzecznym do



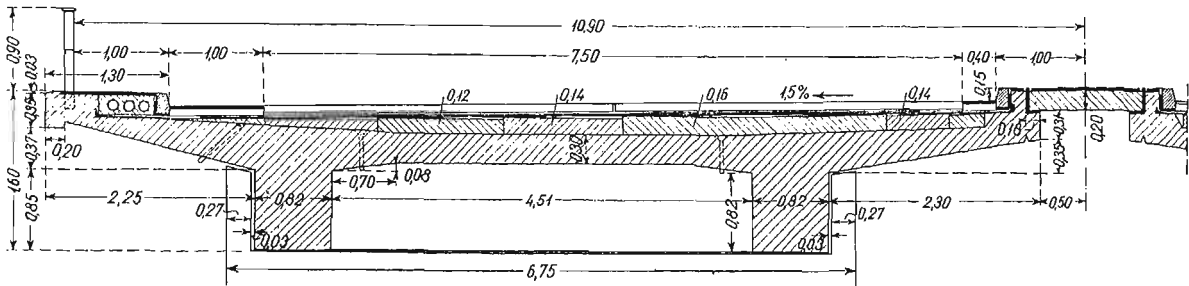
Rys. 14. Przekrój podłużny mostu w dolinie Teufelstal pod Hermsdorf na trasie drogi samochodowej Gera — Jena.

dolinie Teufelstal pod Hermsdorf na trasie drogi samochodowej Gera — Jena³⁾ (rys. 14 do 19). Konstrukcją zasadniczą są bezprzegubowe, pełne łuki bliźniacze o rozpiętości 138 m. Pomost, złożony z podłużnic i płyty jednoprzęsłowej ze wspornikami, podtrzymują ściany, dochodzące do 25 m wysokości, rozmieszczone także i poza łukiem w stałych odstępach 11 m. Spadek niwelety wynosi 1:200. Ciężarówka, łącząca punkty środkowe w wezłowiach, jest równoległa do niwelety.

Oś łuku została rozmyślnie w ten sposób niekształcona, że w porównaniu z linią ciśnienia dla ciężaru stałego podwyższono ją w 1/4 o około 18 cm. Wskutek tego podniesienia osi łuku uzyskano zmniejszenie momentów w kluczu i w wezłowiach.



Rys. 15. Ściany pomostowe mostu w dolinie Teufelstal.

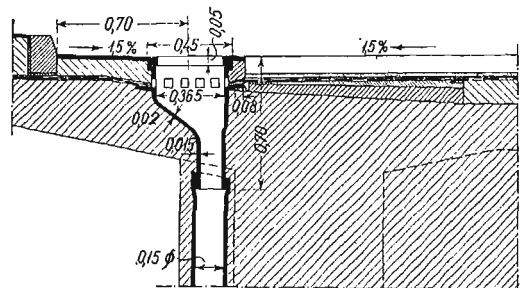


Rys. 16. Ustrój poprzeczny mostu w dolinie Teufelstal.

Przy uwzględnieniu najniekorzystniejszych wpływów występują wszędzie tylko ciśnienia, przy czym największe ciśnienie w kluczu wynosi 89 kg/cm², w wezłowiu 65 kg/cm². Na szerokości łuku 7,05 m zastosowano obustronnie po 22 \varnothing 26 mm.

Ściany pomostowe łuku są na ogół połączone sztywnie tak z pomostem jak i z łukiem. Jedynie dwie najniższe ścianki z obu stron klucza wykształcono jako wahadłowe w celu uniknięcia pęknięć przy ruchach, wywołanych skróceniem osi łuku. Ściany pomostowe poza łukiem są również wahadłowe, a to z uwagi na wpływ zmian ciepłoty.

³⁾ O. Jüngling: „Die Teufelstalbrücke der Reichsautobahn Gera — Jena“, Beton u. Eisen 1938, H. 11.



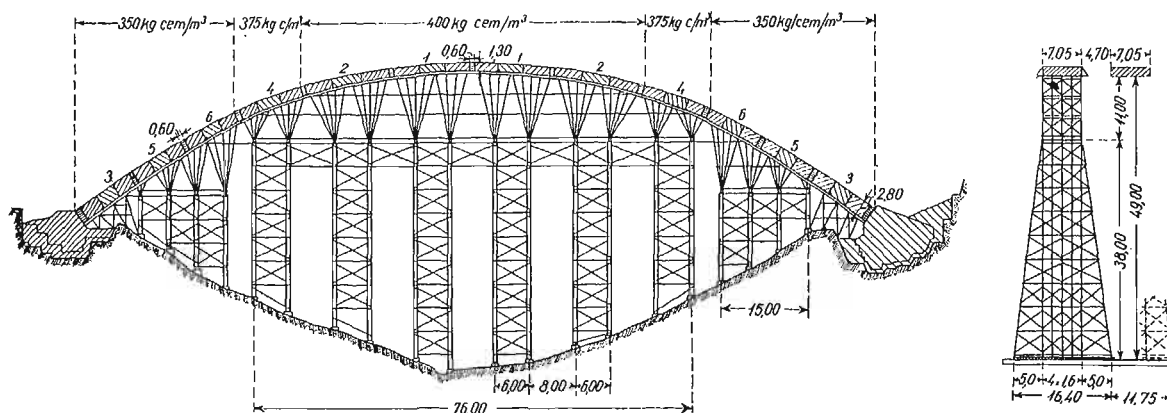
łuku drugiego. Składa się z części dolnej o największej wysokości 38 m i części górnej 11 m wysokości. Po obu stronach bocznych założono rusztowania niższe (rys. 17). Przesuwanie boczne rusztowania trwało 10 godzin.

Na jeden łuk użyto 1800 m³ betonu i 50 t stali

okrągłej. Przy betonowaniu podzielono łuk na 12 odcinków, z których każdy podzielony został jeszcze na 3 części. Do zagęszczenia betonu stosowano wglębne wibratory elektryczne. Uziarnienie kruszywa było następujące:

Ilość dodanego cementu na 1 m³ betonu (por. rys. 17) wynosiła:

w kluczu	400 kg/m ³
w 1/4	375 „
w węzłowiach	350 „

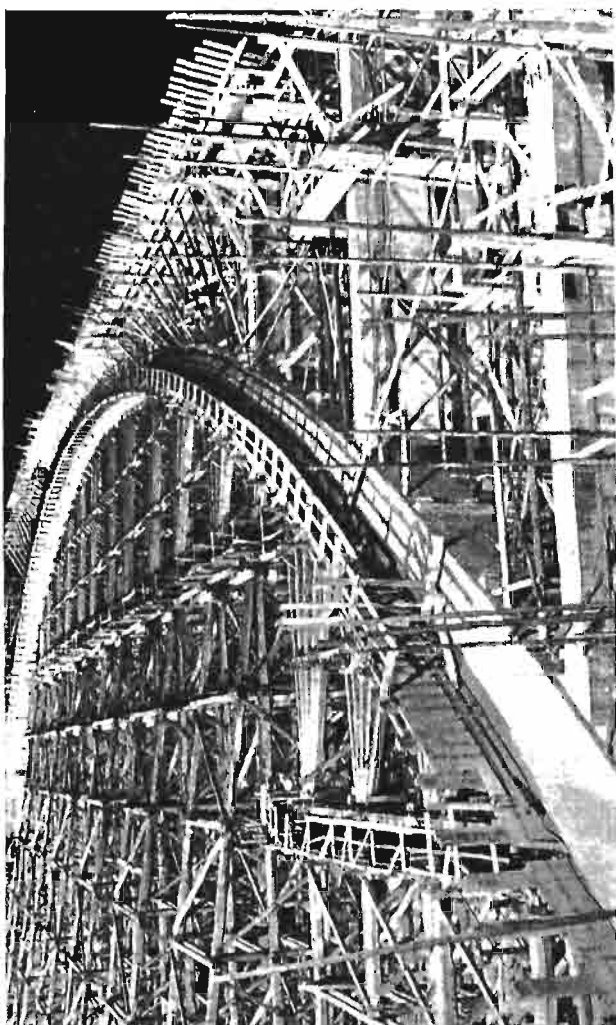


Rys. 17. Rusztowanie i podział na odcinki betonowania mostu w dolinie Teufelstal.

2,5 % piasek morski z Altony	0 do 1 mm
35 „ piasek miąłki	0 do 3 „
13 „ piasek gruby	3 do 7 „
23 „ żwir drobny	7 do 15 „
26,5 „ żwir średni	15 do 30 „

Użyty cement był cementem specjalnym, a wytrzymałość 28-dniowa betonu na ciśnienie osiągnęła:

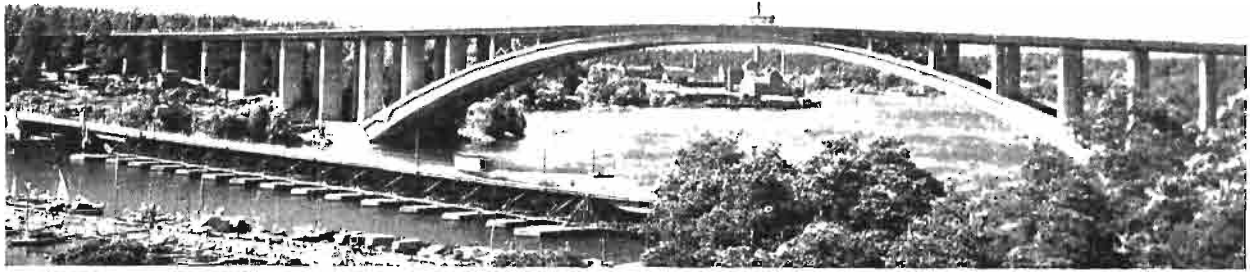
w kluczu	400 kg/m ³
w 1/4	395 „
w węzłowiach	365 „



Rys. 18. Rusztowanie mostu w dolinie Teufelstal przy sztucznym oświetleniu.



Rys. 19. Widok wykonanego jednego łuku mostu w dolinie Teufelstal po przesunięciu rusztowania.



Rys. 20. Most przez Tranebergssund w Sztokholmie. Rozpiętość przęsła głównego 181 m.

Pokrycie wkładek betonem wynosiło w łukach i ścianach pomostów 6 cm, u spodu płyty pomostowej 4 cm. Tak grube warstwy betonu kryjące wkładki zastosowano celowo, aby można było powierzchnie betonu poddać obróbce kamieniarskiej, co w wysokim stopniu uszlachetniło wygląd konstrukcji.

Z uwagi na nieuniknioną obniżkę rusztowania wskutek skrócenia słupów i elementów łączących zastosowano podwyższenie rusztowania w kluczu o 174 mm. Rzeczywiste obniżenie po wykonaniu konstrukcji wyniosło 118 mm.

Podobnie harmonijny układ konstrukcji, jak

opisany most w dolinie Teufelstal, posiada wykonany dawniej most przez Tranebergssund w Sztokholmie⁴⁾ (rys. 20). Rozpiętość przęsła głównego 181 m jest największą z dotychczas wykonanych żelbetowych mostów łukowych. Ustrój zasadniczy stanowią dwa wydrążone łuki bliźniacze, o szerokości 9 m w odstępnie 6,2 m. Ściany pomostowe co 13 m zachowują te same odstępnie jako podpory po mostu poza łukiem.

⁴⁾ Por. obszerny opis autora: „Budowa żelbetowego mostu łukowego przez Tranebergssund w Sztokholmie”, *Czasopismo Techniczne* 1933, Nr 20.

Inż. Dr PIOTR SZACHOW (Warszawa)

BUDYNEK SZKIELETOWY JAKO RAMA PRZESTRZENNA

Wstęp

Przy obliczaniu budynku szkieletowego na obciążenie pionowe mamy do wyboru jeden z pięciu następujących schematów statycznych:

1) Przypuszczamy, że belki opierają się swobodnie na słupach, tym samym sprowadzamy obliczenie konstrukcji do obliczenia szeregu belek ciągłych i osiowo obciążonych słupów.

2) Zakładamy, że belki ciągle są sztywnie połączone ze słupami skrajnymi i zostawiamy zwykle oparcie ze wszystkimi słupami pośrednimi.

3) Zostawiamy sztywne połączenie belek ze wszystkimi słupami przy czym zakładamy, że słupy na wysokości jednego piętra wyżej i niżej poziomu rozpatrywanej belki są połączone przegubowo z resztą konstrukcji, lub są w tych punktach zamocowane.

4) Dzielimy konstrukcję przestrzenną na dwa szeregi wzajemnie prostopadłych ram płaskich, które obliczamy osobno.

5) Moglibyśmy nareszcie rozpatrzeć konstrukcję jako całość, tj. jako ramę przestrzenną.

Obliczenia według (2) schematu statycznego można przeprowadzić np. wg metody profesora W. Paszkowskiego („Prostowanie ramownicy”). Obliczenia według schematu (3) można znaleźć w

pracach profesora G. Magnel'a (Belgia). Mamy również kilka sposobów obliczenia ram płaskich.

Celem pracy niniejszej jest obliczenie budynku szkieletowego jako ramy przestrzennej oraz porównanie wyników obliczeń ramy przestrzennej z ramą płaską.

§ 1.

Wyjściowe założenia teorii obliczenia budynku szkieletowego jako ramy przestrzennej

Niniejsza teoria dotyczy obliczenia ramy przestrzennej przy obciążeniach siłami pionowymi.

Rozpatrzmy jeden z węzłów ramy przestrzennej.

Weźmy pod uwagę prostopadłościan przedstawiający wspólną część dwu poziomych belek przecinających się pod kątem prostym oraz słupa pionowego podtrzymującego belki w punkcie skrzyżowania.

W ogólnym wypadku siły wewnętrzne działające na każdy z boków sześcianu sprowadzają się do 3. momentów względem trzech wzajemnie prostopadłych osi, dwu sił ścinających, działających w płaszczyźnie danego boku sześcianu i jednej siły osiowej belki lub słupa, działającej prostopadle do płaszczyzny danego boku sześcianu.

Budynek szkieletowy jest to szczególnie wypadek ramy przestrzennej, a mianowicie takiej ramy, której wszystkie węzły znajdujące się na jednym poziomie są sztywnie połączone pomiędzy sobą np. za pomocą płyty żelbetowej.

Płyty mają dużą sztywność w swojej płaszczyźnie. Chociaż więc ruchy poszczególnych węzłów są możliwe, są one w ten sposób związane płytą, że wzajemne położenie wszystkich węzłów znajdujących się w jednym poziomie pozostaje zawsze to samo. Możemy powiedzieć, że praktycznie płyta pozbawia węzły możliwości zmieniania swojego położenia i pozwala tylko na obroty węzła naokoło dwu osi poziomych.

Niniejsza teoria wychodzi z założenia nieruchomych węzłów przy obciążeniu pionowym. (Trzeba będzie to przyjąć pod uwagę przy obliczeniu ramy przestrzennej przy obciążeniu poziomym).

W wyniku tego założenia nieuwzględniamy w każdym węźle:

- 1) Sił osiowych w belkach poziomych,
- 2) Sił tnących w belkach poziomych, w poziomym kierunku,
- 3) Momentów naokoło pionowej — (płyta nie pozwala na obrót naokoło osi pionowej).

Przyпускаmy więc, że przy obciążeniu pionowym każda belka może być zginana w płaszczyźnie pionowej i skręcana naokoło swej osi i każdy słup może być ściskany osiowo oraz zginany w dwu wzajemnie prostopadłych płaszczyznach pionowych.

§ 2.

Ilość niewiadomych i ilość równań zadania

Niech fig. (1) przedstawia schematycznie szkielet budynku żelbetowego. Przypuśćmy, że mamy n przęseł w kierunku osi x , m w kierunku osi y i k w kierunku osi z .

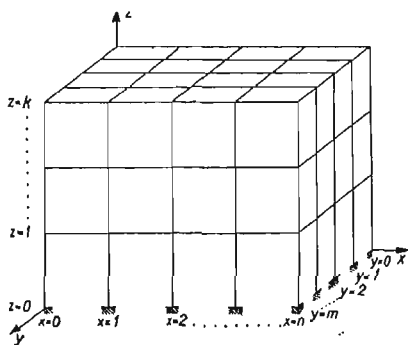
W takim razie będziemy mieli jednoprzęsłowych elementów:

- w kierunku osi x — $n \cdot k (m + 1)$
 „ „ „ y — $m \cdot k (n + 1)$
 „ „ „ z — $k (n + 1) (m + 1)$

Razem

$k [(m + 1) n + (n + 1) m + (n + 1) (m + 1)]$
 belek jednoprzęsłowych.

Obliczymy ilość niewiadomych momentów zginających i skręcających.



Rys. 1.

Każda beleczka pozioma jest zginana w swojej płaszczyźnie pionowej przez niewiadome momenty zginające na jej końcach. Takich momentów zginających mamy 2 razy więcej aniżeli beleczek poziomych tj.:

$$2 k [n (m + 1) + m (n + 1)]$$

Każdy słup jest zginany w dwu płaszczyznach. Mamy więc momentów zginających słupy 4 razy więcej niż słupów tj.:

$$4 k (n + 1) (m + 1)$$

Razem momentów zginających:

$$2 k [n (m + 1) + m (n + 1) + 2 (n + 1) (m + 1)]$$

Przejdziemy teraz do momentów skręcających. Według tego co było powiedziane wyżej, skręcane mogą być tylko beleczki poziome. Wychodzimy z założenia, że moment skręcający daną elementarną beleczkę jest z obu jej końców jednakowy. Mamy wtedy tych niewiadomych momentów skręcających tyle, ile jest beleczek poziomych tj.:

$$k [n (m + 1) + m (n + 1)]$$

Celem rozwiązania ramy zastosujemy metodę odkształceń. Zaliczamy więc do liczby niewiadomych kąty obrotów węzłów naokoło dwu wzajemnie prostopadłych poziomych osi.

Ilość niewiadomych kątów obrotów równa się podwójnej ilości węzłów tj.:

$$2 (n + 1) (m + 1) (k + 1)$$

Przejdziemy do ilości równań.

Za dodatni kierunek kątów obrotów przyjmujemy obroty w kierunku ruchu strzałek zegara. Za dodatni kierunek momentów podporowych taki, przy którym przekrój dąży do obrotu również w kierunku ruchu strzałek zegara. Wtedy (rys. 2) istnieje następujący związek pomiędzy kątami obrotów skrajnych przekrojów i odpowiednimi momentami gnącymi:

$$\theta_1 = \frac{l_1}{6 E I_1} (2 M_1 - M_2) + \frac{A}{E I_1} \quad (1)$$

gdzie I_1 — moment bezwładności przekroju beleczki

A — reakcja od obciążenia wtórnego, (reszta oznaczeń patrz rysunek).

Takich równań możemy napisać dwa razy więcej niż mamy beleczek poziomych + cztery razy więcej niż mamy słupów tj.:

$$2 k [n (m + 1) + m (n + 1) + 2 (n + 1) (m + 1)];$$

tj. właśnie tyle ile jest momentów zginających. Dalej w każdym węźle możemy ustalić równania $\Sigma M_x = 0$ i $\Sigma M_y = 0$.

Takich równań mamy dwa razy więcej niż węzłów tj.:

$$2 (n + 1) (m + 1) (k + 1);$$

Poza tym różnica kątów obrotu dwóch sąsiednich węzłów, połączonych poziomą beleczką na

około osi tej ostatniej daje kąt jej skręcania. Według St. Venant'a otrzymujemy zależność:

$$\theta = \frac{1}{K} \frac{Ml}{G b^3 h}; \quad (2)$$

gdzie θ — kąt skręcania
 K — współczynnik liczbowy
 G — współczynnik sprężystości przy przesuwaniu
 l, b, h — wymiary belki
 M — moment skręcający.

Takich równań możemy ustawić tyle, ile jest beleczek poziomych, tj.:

$$k [(m + 1)n + (n + 1)m];$$

Widzimy więc, że ilość niewiadomych i ilość równań N jest jedna i ta sama i równa się:

$$N = 2k [n(m + 1) + m(n + 1) + 2(n + 1)(m + 1)] + 2(n + 1)(m + 1)(k + 1) + k [(m + 1)n + (n + 1)m]; \quad (3)$$

Możemy więc znaleźć wszystkie momenty zginające i skręcające, oraz wszystkie kąty obrotów węzłów.

Znalezienie sił ścinających nie przedstawia wtedy żadnej trudności.

$$T_B^{AB} = T_{OB}^{AB} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} \quad (4)$$

W tym wzorze T_B^{AB} — siła ścinająca w belce AB przy podporze B

T_{OB}^{AB} — siła ścinająca w belce wolno podpartej

M_A i M_B — momenty w punktach A i B

l_{AB} — długość przęsła AB

(Patrz „Mechanika budowlana“, prof. W. Wierzbicki, str. 220).

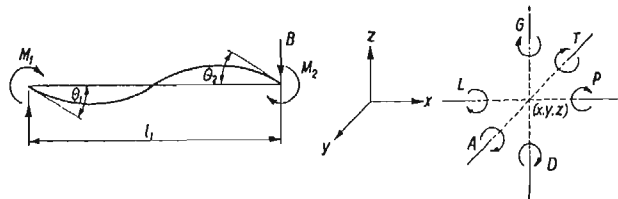
Siły osiowe znajdziemy kombinując cztery siły ścinające w belkach poziomych, zbiegających się przy danym słupie, z siłą osiową słupa górnego. Właściwie zadanie sprowadza się więc do znalezienia momentów.

Przypuśćmy, że mamy budynek szkieletowy w którym $n = m = k = 5$ wtedy liczba niewiadomych N będzie

$$N = 10 [30 + 30 + 72] + 2 \cdot 216 + 5 (30 + 30) = 1320 + 432 + 300 = 2052;$$

Ta ogólna ilość niewiadomych dzieli się na dwie grupy. W jedną wchodzi momenty naokoło osi przechodzących przez węzły równoległe do osi X i kąty obrotów węzłów naokoło tych osi, w drugą — momenty i kąty względem osi równoległych do osi Y . Wszystkie równania dzielą się też na dwie równe części, przy czym w jedną część wchodzi tylko niewiadome pierwszej grupy i w drugą tylko niewiadome drugiej grupy. Daje to możliwość odizolować 1026 niewiadomych w 1026 równaniach.

Dalszy podział niewiadomych jest niemożliwy, tak że, aby znaleźć chociaż jedną niewiadomą, trzeba rozwiązać wszystkie 1026 równań. W niniejszej pracy celem rozwiązania takiej dużej ilości równań zastosujemy teorię różniczek skończonych. (Za pomocą tej teorii dr Bleich i dr Melan rozwiązyali płaską ramę).



Rys. 2.

Rys. 3.

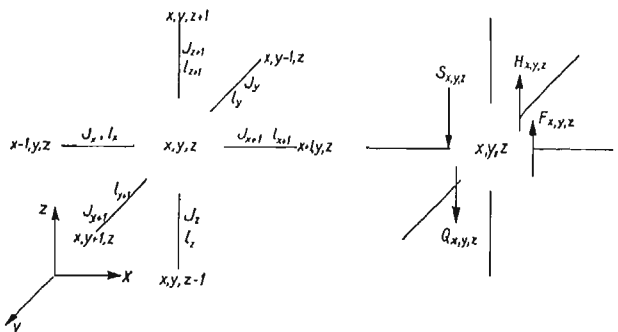
§ 3.

Ustalenie równania różnicowego dla ramy przestrzennej

Rozpatrzmy równowagę węzła (x, y, z) naokoło osi równoległej do osi y .

W równanie wejdą momenty zginające belki równoległe do osi x , (L, P) , momenty skręcające belki równoległe do osi y (A, T) , oraz momenty zginające słupów w płaszczyźnie równoległej do płaszczyzny ZX tj. momenty (G, D) . (Rys. 3).

Inne momenty, o których mowa w § 1 w równanie to nie wejdą (wejdą natomiast w równanie równowagi węzła naokoło osi równoległej do osi x).



Rys. 4.

Rys. 5.

Więc (rys. 4)

L_{xyz}	jest to moment lewy	względem węzła	(xyz)
P_{xyz}	„	prawy	„
G_{xyz}	„	górny	„
D_{xyz}	„	dolny	„
A_{xyz}	„	przed węzłem	(xyz)
T_{xyz}	„	z tyłu węzła	(xyz)

(Oznaczenia względem widza, który patrzy w kierunku ujemnym osi y). Momenty L, P, G i D — są momentami zginającymi, momenty A, T — skręcającymi. Za dodatni kierunek momentów uznajemy ten, który powoduje obrót węzła według ruchu wskazówek zegara.

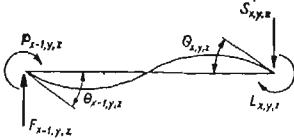
W węzle (xyz) schodzą się pręty:

- $x - 1, y, z - x, y, z$
- $x, y, z - x + 1, y, z$
- $x, y + 1, z - x, y, z$
- $x, y, z - x, y - 1, z$
- $x, y, z + 1 - x, y, z$
- $x, y, z - x, y, z - 1$

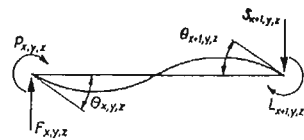
Moment bezwładności I prętów oraz ich długości l oznaczamy jak na rysunku. Przy tym przy-

puszczamy, że i I_x i l_x beleczek równoległych do osi x zależą od x i nie zależą od y i z . Analogicznie z momentami bezwładności i długościami przęseł równoległych do osi y i z . (Takie ograniczające przypuszczenia będą niezbędne dla rozwiązania równania różnicowego jak to wkrótce zobaczymy).

Belki poziome mogą być obciążone. S_{xyz} , F_{xyz} , Q_{xyz} i H_{xyz} przedstawiają reakcje w węzle x, y, z od obciążeń wtórnych belek poziomych rozpatrywanych, jako swobodnie podparte. Kierunki pod-



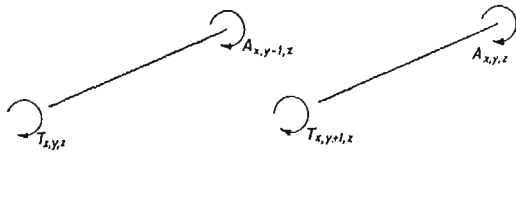
Rys. 6.



Rys. 7.



Rys. 8.



Rys. 9.

Rys. 10.

porowych reakcyj uważamy za dodatnie o ile są one wywołane przy dodatnich momentach gnących (rys. 5). Równanie równowagi węzła (xyz) naokoło osi równoległej do osi Y będzie:

$$L_{xyz} + P_{xyz} + A_{xyz} + T_{xyz} + D_{xyz} + G_{xyz} + 0; \quad (5)$$

Rozpatrzmy beleczkę $(x-1, y, z) - (xyz)$ rys. 6. W końcu $(x-1, y, z)$ działa moment bezpośrednio w prawo od węzła $x-1, y, z$, tj. moment $P_{x-1,y,z}$.

W końcu (x, y, z) działa moment, który się znajduje na lewo od węzła (x, y, z) tj. moment $L_{x,y,z}$; $F_{x-1,y,z}$ i $S_{x,y,z}$ są reakcjami od obciążeń wtórnych. Dla tej beleczki możemy napisać dwa następujące równania typu (1):

$$EJ\theta_{x-1,y,z} = \frac{l_x}{6}(2P_{x-1,y,z} - L_{x,y,z}) + F_{x-1,y,z};$$

oraz

$$EJ\theta_{x,y,z} = \frac{l_x}{6}(2L_{x,y,z} - P_{x-1,y,z}) + S_{x,y,z};$$

Rugując z tych równań $P_{x-1,y,z}$ znajdziemy $L_{x,y,z}$;

$$L_{x,y,z} = \frac{2EJ_x}{l_x}(2\theta_{x,y,z} + \theta_{x-1,y,z}) - \frac{2}{l_x}(2S_{x,y,z} + F_{x-1,y,z}); \quad (6)$$

W analogiczny sposób rozpatrując belkę $(x, y, z) - (x+1, y, z)$ znajdziemy moment $P_{x,y,z}$: (rys. 7).

$$P_{x,y,z} = \frac{2EJ_{x+1}}{l_{x+1}}(2\theta_{x,y,z} + \theta_{x+1,y,z}) - \frac{2}{l_{x+1}}(2F_{xyz} + S_{x+1,y,z}); \quad (7)$$

$$\text{Oznaczmy } \frac{2EJ_x}{l_x} = \alpha_x; \quad (8)$$

wtedy równania (5) i (6) będą

$$L_{xyz} = \alpha_x(2\theta_{xyz} + \theta_{x-1,y,z}) - \frac{2}{l_x}(2S_{xyz} + F_{x-1,y,z}) \quad (8)$$

$$P_{x,y,z} = \alpha_{x+1}(2\theta_{xyz} + \theta_{x+1,y,z}) - \frac{2}{l_{x+1}}(2F_{xyz} + S_{x+1,y,z}); \quad (9)$$

Znajdziemy teraz D_{xyz} i G_{xyz} . Rozpatrzmy pręt $(xyz) - (x, y, z+1)$.

Analogicznie z poprzednim (rys. 8).

$$G_{xyz} = \frac{2EJ_{z+1}}{l_{z+1}}(2\theta_{xyz} + \theta_{x,y,z+1}); \quad (10)$$

Brak w tym wyrażeniu reakcyj wtórnych, ponieważ przypuszczamy, że słupy nie mogą być obciążone bezpośrednio siłami poziomymi.

Rozpatrując pręt $(x, y, z-1) - (xyz)$ znajdujemy:

$$D_{xyz} = \frac{2EJ_z}{l_z}(2\theta_{xyz} + \theta_{x,y,z-1}); \quad (11)$$

$$\text{Oznaczając } \frac{2EJ_z}{l_z} = \gamma_z; \quad (12)$$

otrzymamy:

$$D_{xyz} = \gamma_z(2\theta_{xyz} + \theta_{x,y,z-1}); \quad (13)$$

$$G_{xyz} = \gamma_{z+1}(2\theta_{xyz} + \theta_{x,y,z+1}); \quad (14)$$

Znajdujemy nareszcie momenty skręcające A i T .

Rozpatrzmy pręt $(xyz) - (x, y-1, z)$. Równanie równowagi momentów naokoło osi pręta będzie (rys. 9):

$$T_{x,y,z} + A_{x,y-1,z} = 0; \quad (15)$$

Różnica kątów obrotów węzłów (xyz) i $(x, y-1, z)$ daje kąt skręcania pręta $(xyz) - (x, y-1, z)$. Według wzoru (2)

$$\theta_{xyz} - \theta_{x,y-1,z} = \frac{1}{K} \frac{T_{xyz} l_y}{Gb^3 h};$$

Oznaczając

$$\frac{KGb^3 h}{l_y} = \beta_y \quad (16)$$

otrzymamy

$$T_{xyz} = \beta_y(\theta_{xyz} - \theta_{x,y-1,z}); \quad (17)$$

(W tym obliczeniu pomijamy wpływ płyty na skręcenie się belki).

Rozpatrując pręt $(x, y + 1, z) - (x, y, z)$ znajdziemy (rys. 10):

$$A_{xyz} = \beta_{y+1} (\theta_{xyz} - \theta_{x, y+1, z}); \quad (18)$$

Wprowadzając w równanie (5) znalezione momenty z równań — (8), (9), (13), (14), (17) i (18) otrzymamy:

$$\begin{aligned} \alpha_x (\theta_{x-1, y, z} + 2\theta_{x, y, z}) + \alpha_{x+1} (2\theta_{x, y, z} + \theta_{x+1, y, z}) + \\ + [\beta_y (\theta_{x, y-1, z} - \theta_{x, y, z}) + \beta_{y+1} (-\theta_{x, y, z} + \theta_{x, y+1, z})] + \\ + \gamma_z (\theta_{x, y, z-1} + 2\theta_{x, y, z}) + \gamma_{z+1} (2\theta_{x, y, z} + \theta_{x, y, z+1}) - \\ - U_{x, y, z} = 0; \end{aligned} \quad (19)$$

gdzie

$$\begin{aligned} U_{x, y, z} = \frac{2}{l_x} (2S_{x, y, z} + F_{x-1, y, z}) + \\ + \frac{2}{l_{x+1}} (2F_{xyz} + S_{x+1, y, z}); \end{aligned} \quad (20)$$

U_{xyz} jest funkcją obciążenia i może być łatwo obliczone z danych obciążeń.

W ten sposób znaleźliśmy dla kątów obrotów węzłów cząstkowe równanie różnicowe drugiego stopnia względem x, y i z .

Po rozwiązaniu tego równania i znalezieniu wszystkich kątów obrotów węzłów ramy, znajdziemy wszystkie momenty przy pomocy równań — (8), (9), (13), (14), (17) i (18).

§ 4.

Warunki graniczne

W celu rozwiązania naszego równania różnicowego musimy ustalić jeszcze warunki graniczne. Kiedy $x = 0$;

$$L_{0yz} = 0;$$

ponieważ dalsze beleczki na lewo nie istnieją. Więc wzór (8) będzie

$$\theta_{-1, y, z} + 2\theta_{0, y, z} = 0; \quad (21)$$

ponieważ reakcje od obciążeń wtórnych też są równe 0.

W ten sam sposób na krawędzi $x = n$:

$$P_{n, y, z} = 0;$$

tj. według (9):

$$2\theta_{n, y, z} + \theta_{n+1, y, z} = 0; \quad (22)$$

Analogicznie na krawędziach $y = 0$ i $y = m$

$$T_{x, 0, z} = 0 \text{ i } A_{x, m, z} = 0$$

tj. według (17) i (18)

$$\theta_{x, 0, z} - \theta_{x, -1, z} = 0; \quad (23)$$

oraz

$$\theta_{x, m, z} - \theta_{x, m+1, z} = 0; \quad (24)$$

Górna krawędź ramy, tj. płaszczyna $Z = k$ (patrz fig. 1) jest też wolną krawędzią, tj.

$$G_{x, y, k} = 0;$$

czyli według (14)

$$2\theta_{x, y, k} + \theta_{x, y, k+1} = 0; \quad (25)$$

Znaleźliśmy w ten sposób warunki graniczne dla wszystkich wolnych krawędzi ramy. Pozostaje jeszcze do rozpatrzenia krawędź

$$Z = 0.$$

Tu możemy założyć albo pełne zamocowanie słupów i wtedy warunkiem granicznym będzie

$$\theta_{x, y, 0} = 0; \quad (26)$$

albo przegubowe oparcie słupów i wtedy moment w przegubie równa się 0, tj.

$$G_{x, y, 0} = 0;$$

czyli według (14)

$$2\theta_{x, y, 0} + \theta_{x, y, -1} = 0; \quad (27)$$

§ 5.

Rozwiązanie równania różnicowego ramy przestrzennej

Rozwiązanie równania (19) sprowadza się do rozwiązania trzech oddzielnych równań różnicowych, a mianowicie:

$$\alpha_x (X_{x-1} + 2X_x) + \alpha_{x+1} (2X_x + X_{x+1}) = \lambda' X_x \quad (28)$$

$$\beta_y (Y_{y-1} - Y_y) + \beta_{y+1} (-Y_y + Y_{y+1}) = \lambda'' Y_y \quad (29)$$

$$\gamma_z (Z_{z-1} + 2Z_z) + \gamma_{z+1} (2Z_z + Z_{z+1}) = \lambda''' Z_z \quad (30)$$

Rozwiązania pierwszego i drugiego z tych równań przy stałych α i β (wzory (8) i (16)) zależą tylko od ilości przęseł w kierunku osi X i Y i mogą być raz na zawsze obliczone. W końcu pracy niniejszej podajemy rozwiązania tych równań przy warunkach granicznych odpowiadających wolnym krawędziom ramy, w wypadku ilości przęseł n od jednego do sześciu. Rozwiązania równania (28) zaczerpnięte zostały z pracy „Równania różnicowe w statyce budowli“ dr F. Bleicha i dr E. Melana, (równanie to wchodzi w równanie różnicowe ramy płaskiej, które to zagadnienie zostało rozwiązane przez tych autorów). Równanie różnicowe (29) zostało rozwiązane przez autora.

Przejdziemy z kolei do równania (30).

Współczynniki α i β (wzory 8 i 16), przy równych przęsłach są stałe, zaś przy mało różniących się mogą być uważane za stałe. Otóż, kiedy chodzi o słupy, nie możemy przyjąć, że

$$\gamma = \frac{2EJ_z}{l_z}$$

jest wielkością stałą, ponieważ moment bezwładności J_z słupów zmniejsza się przy przejściu do górnych pięter.

Łatwo zauważyć, że momenty w ramie przestrzennej (jak i w ramach płaskich) nie zależą od momentów bezwładności, lecz od ich stosunków. Rzeczywiście, jeżeli np. powiększymy wszystkie momenty bezwładności (tj. α, β, γ) dwukrotnie, to

wszystkie kąty obrotów zmniejszą się dwukrotnie, ponieważ

$$\theta = \frac{B}{EJ}$$

gdzie β = reakcja od obciążenia wtórnego.

Lecz jak widać ze wzorów (6) — (18), momenty są to iloczyny kątów obrotów przez α , β lub γ . (Dochodzi jeszcze składnik niezależny od kątów obrotów). Więc jeżeli α zwiększy się dwukrotnie, a θ zmniejszy się dwukrotnie, to iloczyn zostaje bez zmian. Ze względu na to w obliczeniach praktycznych przyjmujemy zawsze

$$\alpha_x = 1$$

$$\text{Zamiast } \beta_y \text{ bierzemy } \beta_y' = \frac{\beta_y}{\alpha_x};$$

$$\text{i zamiast } \gamma_z \text{ bierzemy } \gamma_z' = \frac{\gamma_z}{\alpha_x};$$

γ_z' nie jest więc wielkością stałą.

Niech np. będzie dana rama trzypiętrowa gdzie licząc od dolnego piętra do góry:

$$\gamma_1' = \frac{\gamma_1}{\alpha} = 0,6$$

$$\gamma_2' = 0,4$$

$$\gamma_3' = 0,2$$

Warunki graniczne przy zamocowaniu stopy słupów będą (patrz (25) gdzie $k = 3$),

$$Z_0 = 0; 2Z_3 + Z_4 = 0;$$

Równanie

$$\gamma_z' (Z_{z-1} + 2Z_z) + \gamma_{z+1}' (2Z_z + Z_{z+1}) = \lambda''' Z_z$$

przy uwzględnieniu warunków granicznych będzie:

$$\begin{aligned} (z=1) \quad & 0,6(0 + 2Z_1) + 0,4(2Z_1 + Z_2) = \lambda''' Z_1 \\ (z=2) \quad & 0,4(Z_1 + 2Z_2) + 0,2(2Z_2 + Z_3) = \lambda''' Z_2 \\ (z=3) \quad & 0,2(Z_2 + Z_3) \dots \dots \dots = \lambda''' Z_3 \end{aligned} \quad (31)$$

Równania te nie posiadają wyrazów wolnych, Z_1, Z_2 i $Z_3 \neq 0$ tylko przy pewnych określonych wartościach współczynnika λ''' .

Żeby znaleźć te wartości przyrównamy do 0 wyznacznik ze współczynników przy Z_1, Z_2 i Z_3 .

$$\begin{vmatrix} 2 - \lambda''' & 0,4 & 0 \\ 0,4 & 1,2 - \lambda''' & 0,2 \\ 0 & 0,2 & 0,4 - \lambda''' \end{vmatrix} = 0$$

To równanie daje

$$\lambda_1''' = 2,169054;$$

$$\lambda_2''' = 1,083849;$$

$$\lambda_3''' = 0,347097;$$

Po wprowadzeniu jakiegokolwiek z tych trzech wartości λ''' w równaniu (31) otrzymujemy tylko 2 niezależne równania.

Zgodnie z teorią równań różnicowych jako warunek uzupełniający przyjmujemy:

$$\Sigma(Z_z)^2 = 1 \quad \text{tj.} \quad Z_1^2 + Z_2^2 + Z_3^2 = 1$$

Wtedy znajdujemy trzy grupy rozwiązań równania (29), odpowiadających pewnej wartości λ''' gdzie $j = 1, 2$ i 3 .

Tabela Z_{jz} .

$j \backslash z$	1	2	3	λ_j'''
1	0,92022	0,38892	0,04397	2,169054
2	0,38649	-0,88521	-0,25889	1,083849
3	0,06177	-0,25524	0,96495	0,347097

Pomiędzy obliczeniem niniejszym i rozwiązaniem równań (28) i (39) zachodzi ta zasadnicza różnica, że tu trzeba obliczyć wszystkie wartości o ile chociaż jedna γ zmienia swoją wartość. Tymczasem w wypadku stałych współczynników α i β rozwiązanie równań (28) i (29) możemy przeprowadzić raz na zawsze i wszystkie wartości λ oraz X_x i Y_y możemy ująć tabelarycznie.

W wypadku słupów nie możemy tych tabeli ułożyć, ponieważ nie wiemy, jakie będą tu stosunki momentów bezwładności. W każdym poszczególnym wypadku musimy przeprowadzić całkowite obliczenie.

Obliczenie takie musi być zrobione również w wypadku równań (28) i (29), o ile α i β nie mogą być uważane za wielkości stałe.

Po znalezieniu wszystkich możliwych rozwiązań równania (30) przystępujemy do rozwiązania równania głównego (19), które da nam kąty obrotów θ wszystkich węzłów (xyz) ramy przestrzennej przy danym obciążeniu.

Rozważania teoretyczne doprowadzają do następujących wzorów ¹⁾:

$$U_{gij} = \sum_{x=0}^n \sum_{y=0}^m \sum_{z=0}^k U_{xyz} X_{gx} Y_{iy} Z_{jz}; \quad (32)$$

$$c_{gij} = \frac{U_{gij}}{\lambda_g' - \lambda_i'' + \lambda_j'''}; \quad (33)$$

$$\Theta_{xyz} = \sum_{g=0}^n \sum_{i=0}^m \sum_{j=0}^k c_{gij} X_{gx} Y_{iy} Z_{jz}; \quad (34)$$

gdzie X_{gx} są to wartości niewiadomych równania (28) przy czym znaczek x wskazuje do jakiego węzła w kierunku osi X odnosi się X_{gx} a g — do jakiej λ_g' odnosi się X_{gx} (jak i w wypadku równania (30) λ_g' może mieć kilka różnych wartości, z których każdej odpowiada swoja grupa rozwiązań X_{gx}).

Y_{iy} są to wartości niewiadomych równania (29) przy czym

y wskazuje do jakiego węzła w kierunku osi Y odnosi się Y_{iy} ,

i wskazuje do jakiej λ_i'' odnosi się Y .

¹⁾ Ze względu na brak miejsca nie mamy możliwości umieścić teorii rozwiązania równania (19). Czytelnik będzie mógł znaleźć tę teorię w czasopiśmie „Annales de l'Association des Ingénieurs sortis des Ecoles Spéciales de Gand”, gdzie praca niniejsza będzie wkrótce umieszczona w całości.

Z_{jz} są to rozwiązania równania (30) przy czym z oznacza węzeł do jakiego w kierunku osi Z odnosi się Z_{zj} i

j wskazuje do jakiej λ_j''' odnosi się Z_{jz} .

Θ_{xyz} jest kątem obrotu węzła (xyz).

Znaczenie U_{xyz} jest podane we wzorze (20).

Praktycznie, celem rozwiązania równania różnicowego ramy przestrzennej, trzeba:

1) Rozwiązać równania (28), (29) i (30), tj. znaleźć wszystkie λ oraz wszystkie X, Y, Z . (Jeżeli α i β mogą być uważane za wielkości stałe, wystarczy znaleźć w tabelach odpowiednie rozwiązania).

2) Obliczyć U_{xyz} dla wszystkich x, y, z .

3) Znaleźć wszystkie u_{gij} według wzoru (32).

4) Znaleźć wszystkie c_{gij} według wzoru (33).

5) Znaleźć wszystkie Θ_{xyz} według wzoru (34)¹⁾.

W ten sposób otrzymujemy wszystkie kąty obrotów węzłów. Dla znalezienia momentów gnących trzeba jeszcze:

6) Obliczyć te momenty według wzorów § 3.

Równania § 3. dają momenty na podporach poszczególnych beleczek (tzn. momenty podporowe). Dla znalezienia momentów przęsłowych oraz sił tnących wystarczą zwykle metody statyki²⁾.
c. d. n.

²⁾ Istnieje sposób przekształcenia tej potrójnej sumy w podwójną, lecz to nie daje dużej oszczędności w obliczeniach.

FELIKS ZALEWSKI (Kraków)

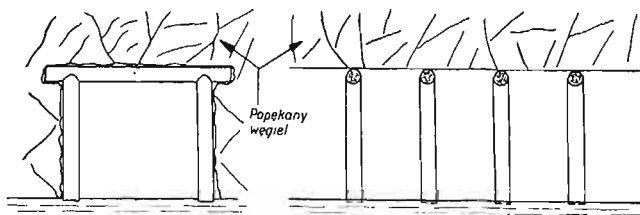
Inżynier górniczy, Profesor Akademii Górniczej

DREWNO W GÓRNICTWIE

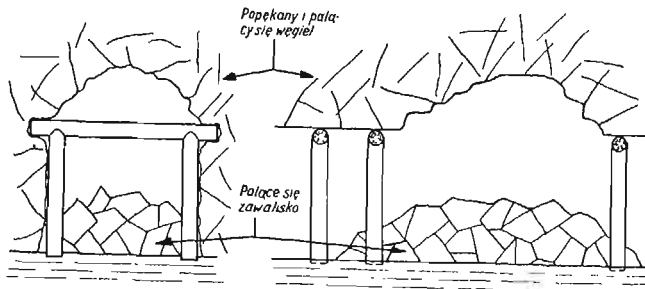
(Przemówienie wygłoszone na IV. Zjeździe Inż. Bud.
w dyskusji nad referatem inż. S. Eljasza)

Przemysł górniczy z wielką przyjemnością powitał by pojawienie się na rynku taniego i dobrego preparatu przeciwpożarowego, który mógłby zabezpieczyć drewnianą obudowę wyrobisk przed zapaleniem się.

Pożary w podziemiach kopalń, powstają z dwóch przyczyn: od nieostrożnego obchodzenia się z ogniem, a więc gdy otwarty ogień bezpośrednio



Rys. 1.

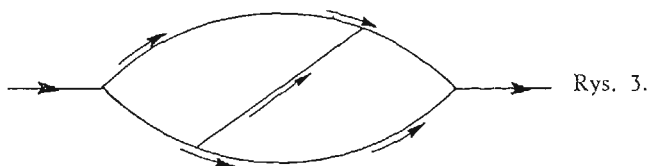


Rys. 2.

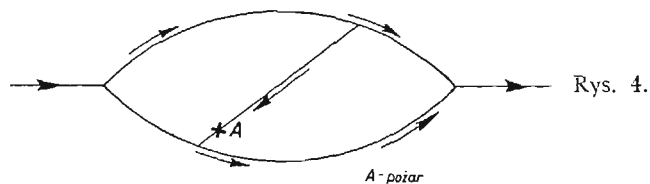
zetknie się z drewnem budulcowym lub innym materiałem palnym. Drugą przyczyną pożarów jest samozapalenie się węgla w stropie lub ścianach wyrobisk. To zjawisko najczęściej powstaje w wyrobiskach starych, z popękany węgiel; tu ogień zagnieżdża się w szczelinach w węglu (rys. 1). Po pewnym czasie ogień jednak styka się z drewnianą obudową i obudowa zaczyna się palić. Od palącej się obudowy zapalają się coraz to inne odrzwia (obudowa) w chodniku. Już po częściowym spaleniu się obudowy na pewnej długości chodnika, gdy obudowa już nie będzie podpierać stropu w chodniku w ogóle lub podpierać go już będzie nie dostatecznie, nastąpi zawał tego chodnika (rys. 2). Spadające na spód chodnika palące się bryły węgla otrzymują znaczny już teraz przyływ powietrza i pożar przybiera na rozmiarach, ogarniając coraz to dalsze części obudowy chodnika, wywołując coraz to nowe zawały i zwiększenie pożaru.

Przemysł górniczy z wielką przyjemnością powitał by pojawienie się na rynku taniego i dobrego preparatu przeciwpożarowego, który mógłby zabezpieczyć drewnianą obudowę wyrobisk przed zapaleniem się.

Poza pożarem i zawałami grozi kopalni jedno-



Rys. 3.



Rys. 4.

A - pożar

znacznie jeszcze ogromne niebezpieczeństwo zatrucia gazami strumieni powietrznych (przewietrzających kopalnię) i wytrucia załogi, znajdującej się na drodze tych strumieni; czasem nawet mogą ulec zatruciu ludzie znajdujący się w zdawałoby się zupełnie bezpiecznych pod tym względem wyrobiskach, grozić bowiem może odwrócenie się strumieni

powietrznych i zatrucie gazami również innych wyrobisk. Schemat podobnego odwrócenia się strumienia powietrznego jest uwidoczniony na rys. 3 i 4.

Z powyższego wyjaśnienia wynika, że gdyby obudowa drewniana nie zajęła się od ognia, znajdującego się w węglu, a więc gdyby była ogniotrwała (rys. 1) to zawał by nie nastąpił i walka z pożarem w tych warunkach byłaby znakomicie ułatwiona. Niezależnie od tego byłoby pożądane, by preparat ogniotwały był jednocześnie antyseptyczny, miałyby to donieść znaczenie dla wy-

trzymałości obudowy wyrobisk starych, w których właśnie najczęściej pożary powstają. Gdyby były użyte dwa odczynniki jeden za drugim antyseptyczny i przeciwpożarowy, to oczywiście odczynniki te nie mogłyby reagować pomiędzy sobą. Oprócz tego odczynniki te nie powinny być łatwo splukiwane wodą. Pożądane by były bez zapachu, a w szczególności bez zapachu jaki wydaje palący się węgiel (smoły itp.).

Może tych słów kilka wyjaśnienia zwróci uwagę i pobudzi zainteresowanych do zajęcia się powyższym zagadnieniem!

Inż. WŁODZIMIERZ MROMLIŃSKI

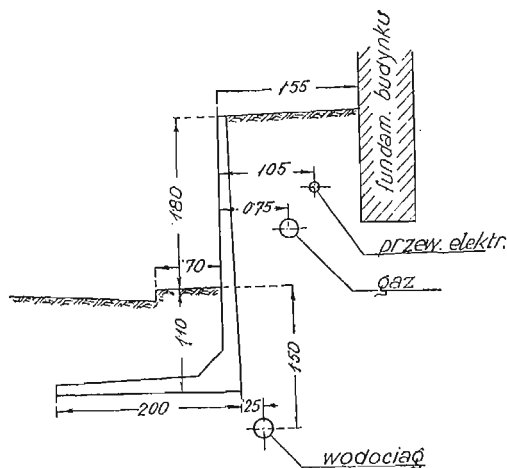
ŻELBETOWY MUR OPOROWY »ODWRÓCONY«

Przy przebudowie jednej z ulic w Krakowie (ulicy Wielickiej) okazała się konieczność, ze względu na złagodzenie istniejących spadków przeciwnych, obniżenia niwelety ulicy, przy czym obniżenie to w swoim maksimum dochodziło do 1,80 m. Ponieważ ulica jest zabudowana i musiano umożliwić dostęp do realności istniejących, wysoko położonych, zaprojektowano chodnik o dwóch stopniach oddzielonych murem oporowym.

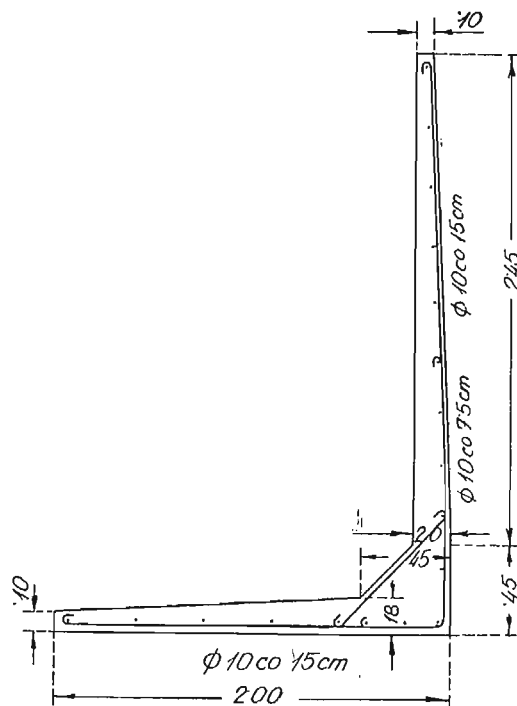
Ze względu na osobliwe warunki jakie tu zaistniały, a więc przy ustalonej sumie szerokości chodnika górnego i dolnego, przy minimalnej szerokości chodnika dolnego (wraz z krawężnikiem) 70 cm oraz niemożności przesunięcia rur wodociągowych, nie można było zaprojektować zwykłego muru betonowego czy żelbetowego. Do tego trzeba dodać, że kilka kamienic, położonych na tej partii ulicy, starych oraz niesolidnie budo-

oraz na nieumieszczenie muru oporowego pod rurociągiem, do czego ze względu na jego słabość oraz możliwość kontroli nie można było dopuścić.

Przedstawiony typ muru oporowego może mieć oczywiście zastosowanie tylko w specjalnych wypadkach, jak powyżej opisany, gdyż główna zaleta normalnego (kątego) muru żelbetowego, wciągnięcia niejako ciężaru ziemi do pracy muru oporowego, znajduje tu zastosowanie tylko w minimalnym stopniu; natomiast nacisk na grunt wy-



Rys. 1.



Rys. 2.

wanych, groziło zarysowaniem się w razie zbyt bliskiego wykopu, następnie zaś pomiędzy murem oporowym a kamienicami musiały biec jeszcze dwa przewody konsumpcyjne (rys. 1). Zdecydowano się na mur żelbetowy z odwróconą stopą fundamentową; zaletą tego rozwiązania w danym wypadku była: cienka ściana pionowa (w porównaniu z murem oporowym betonowym), zaś odwrócona stopa pozwalała na niezbliżanie się zbytnio do budynku

pada przy tym rozwiązaniu dla niewysokich murów oporowych na ogół (zależnie od założeń) mniejszy od ciśnienia w wypadku normalnego muru żelbetowego. Przy większych wysokościach muru oporowego, stopy odwróconej w ogóle nie będzie można stosować, gdyż jej długość ze względu na położenie wypadkowej z parcia ziemi oraz ciężaru własnego muru i ziemi, spoczywającej na stopie, wypadnie zbyt duża, a więc nieekonomiczna.

RECENZJE

Stefan Bryła: „Metody badania spoin”. Warszawa 1938. 38 str., 25 rys.

Praca ta jest drugim wydaniem pracy prof. Bryły: „Badanie jakości połączeń spawanych”, wydanej w r. 1934. To drugie wydanie jest jednak gruntownie przerobione, tak że przynajmniej w połowie jest pracą nową, odpowiednio do postępu techniki spawalniczej. Autor omawia w nim wszystkie sposoby badania spoin, przy czym najwięcej miejsca poświęca badaniom sposobem Roentgena, jako najbardziej stosowanym. Ten to dział został opracowany zupełnie na nowo. Również omówiona jest metoda stetoskopowa, magneto-graficzna i inne. Broszurę polecamy wszystkim, którzy interesują się spawaniem tą metodą konstrukcji, która stosowana jest dzisiaj we wszystkich działach techniki.

Inż.-arch. Mieczysław Popiel: „Piece z materiałów kamiennych”, Warszawa 1938.

Książka pod powyższym tytułem obejmuje na 114 str. druku, w pięciu rozdziałach: I. Zarys historyczny budowy pieców, II. Zadania pieca i jego elementów, III. Najważniejsze typy istniejących pieców z materiałów kamiennych, IV. Obliczanie pieców, V. Badanie pieców. Pomiary ilościowe. Przyrządy. Dodatek. Szczegółowy opis pieca zaprojektowanego przez autora.

Jest to pierwsza bodaj praca w naszej literaturze technicznej omawiająca w sposób źródłowy różne typy pieców z materiałów kamiennych u nas i zagranicą stosowanych od najprostszyc typów pieców holenderskich i uturmarskich do pieców Szrajbera, Stachiewicza, Sadłowskiego i innych o bardziej skomplikowanym ustroju, lecz o znacznie lepszej wydajności.

Ponieważ większość obszaru naszego kraju zbliża się pod względem warunków zimowych bardziej do graniczących z Polską obszarów rosyjskich niż niemieckich, więc w naszych warunkach nadają się raczej piece dość długo i w dostatecznej ilości trzymające ciepło, piece o dużej pojemności. Tymczasem przeważają u nas raczej typy pieców niemieckich o małej pojemności cieplnej. Stosowane zaś w niektórych wschodnich województwach piece wzorowane na typach rosyjskich należą do dawnych mało wydajnych typów. Pieców zaś ulepszonych typów spotyka się u nas bardzo mało.

Dlatego też praca Dr Popiela opisująca ustrój różnych ulepszonych typów najnowszych, ich zalety i wady oraz zestawienie porównawcze różnych typów — jest bardzo u nas na czasie, winna więc wzbudzić zainteresowanie naszych sfer inżynierskich i przyczynić się do rozpowszechnienia i ujednostajnienia budowy ulepszonych typów pieców o dużej pojemności i wydajności, typów bardziej odpowiednich dla naszych warunków klimatycznych od typów dotychczas stosowanych.

T. K.

Inż. Eugeniusz Czyż: „Obliczanie statyczne kominów fabrycznych. Nakładem Komitetu Wydawniczego Podręczników Akademickich. Warszawa 1938; str. 184, tabl. VII, rys. 90.

Przy bliższym zapoznaniu się z tą pracą szczególnie uwidatnia się fakt, że obliczenie wysokich kominów wymaga specjalnego znanstwa, które autor ułatwia czytelnikom przez szczególnie systematyczne opracowanie tematu.

Po krótkim, lecz treściwym opisie konstrukcji kominów i specjalnym omówieniu dopuszczalnych naprężeń, które tu traktuje się zupełnie inaczej niż w innych budowlach, autor omawia same obliczenie, które podzielił na określenie sił wewnętrznych (jako to: ciężarów, parcia wiatru, momentów, współcz. stateczności i krytycznej siły wiatru), — i sił wewnętrznych tj. naprężeń, — przy czym kolejno omawia się wyznaczanie wszystkich wielkości do tego potrzebnych. Na każdą taką pozycję daje autor szereg przykładów liczbowych.

Dopiero na końcu książki podane są obliczenia całych kominów, i tu trzeba specjalnie podkreślić, że nie są te przykłady nagromadzone przypadkowo i bezplanowo, jak w wielu innych pracach o kominach, lecz są one tak dobrane, że każdy daje inne a niezbędne pouczenie o przebiegu obliczenia.

Najciekawsze z przykładów są: pierwszy, podając najwięcej szczegółowy układ obliczenia, (który autor woli ponad inne mniej szczegółowe) i drugi, pokazujący sposób niemieckich *normalnych* blankietów (Vordrucke), do których tylko wstawia się odpowiednie wymiary i wykonuje się ruchunki arytmetyczne, żeby otrzymać pełne obliczenie kolumna.

Trzeba jeszcze zaznaczyć, że zwykle w podręcznikach podaje się obliczenia kominów statecznych, bez pokazania, w jaki sposób statyk doszedł do tak dobrze dobranych wymiarów. Otóż autor oprócz empirycznych sposobów wstępnego wymiarowania podaje przykład poprawienia szkicu i ponownego obliczenia, gdy wymiary okazały się nieodpowiednie (zmiana średnicy, ilości piętér itd.). Jest to bardzo cenny szczegół dla praktycznego użytku.

Byłoby niesłusznie przejść do porządku bez wspomnienia o jeszcze jednej zalecie tej pracy. Chcąc dać czytelnikom podręcznik, któryby służył przede wszystkim do praktyki obliczenia, autor podaje zrazu wszystkie wzory bez ich wyprowadzenia i tuż przytacza odpowiednie przykłady liczbowe. Wyprowadzenie zaś wzorów umieszcza każdorazowo w pozycji następnej i to drobnym drukiem. Taki oryginalny układ treści daje możliwość szybkiego orientowania się w materiale koniecznym do bezpośrednich obliczeń i zarazem nie pomija strony teoretycznej.

Strona praktyczna zyskuje jeszcze przez podanie tablic i wykresów dla łatwiejszego i szybkiego wykonania obliczeń.

Nie wątpimy więc, że książka ta będzie przyjęta z uznaniem przez świat techniczny i że spotka ją zasłużone powodzenie.

Popierajcie firmy ogłaszające się

w »Inżynierii i Budownictwie«

Z PRASY TECHNICZNEJ

OSZCZĘDNOŚĆ W METALACH PRZY SPAWANIU

Dr Inż. A. Aurcden rozważa w *Zeitschrift des Vereines Deutschen Ingenieure* jaką oszczędność w metalach można osiągnąć w różnych dziedzinach techniki przy zastosowaniu spawania w porównaniu z nitowaniem.

1) W t r a n s p o r t e

W budowie wagonów, samolotów i innych urządzeń służących do celów transportowych spawanie daje bezpośrednie i pośrednie oszczędności. Bezpośrednie polegają na tym, że używa się mniej metali. Pośrednie—na tym, że waga własna zmniejsza się, tj. waga użyteczna może być zwiększona przy stałej wadze całkowitej. Przy budowie lekkich aparatów lotniczych często używane są belki jednakowej wytrzymałości, tj. belki zmienionego przekroju, których wykonanie jest b. ułatwione przy zastosowaniu spawania. W ogóle spawaniem można łączyć znacznie różniące się od siebie przekroje, co jest b. utrudnione przy nitowaniu. Koleje niemieckie opracowały typ spawanego wagonu towarowego, w którym oszczędzono na wadze 25% w porównaniu z wagonem nitowanym. Zastosowano w danym przypadku przekroje skrzynkowe składające się z dwu zespalanych U ze stali wysokowartościowej. Przekrój taki w porównaniu z dwuteówką wytrzymałą takie same naprężenie dał 10% oszczędności na wadze, przy czym ma on większą wytrzymałość na skręcanie, co jest b. ważne dla spokojnego biegu wagonów. Przy budowie tramwajów uzyskano do 30% oszczędności na wadze. Tak znaczną oszczędność dało się uzyskać dzięki nieograniczonym możliwościom konstrukcyjnym przy zastosowaniu spawania.

2) W m o s t a c h

Postępy techniki spawania pozwoliły na przejście od kratownic nitowanych do architektonicznie pięknych blachownic spawanych.

W blachowniach nitowanych traciło się około 20% materiału ze względu na otwory nitowe. Dla podtrzymania jezdni mostu korzystne jest zastosowanie podwójnych spawanych kątowników. Otrzymuje się w taki sposób lekkie pokrycie, które odciąża belki podłużne i w ten sposób znów przyczynia się do zaoszczędzenia stali. W ten sposób został zbudowany np. *Graf Spee - Rheinbrücke w Duiburg*.

W ogóle w mostach spawanych odpadają kątowniki łącznikowe, blachy węzłowe i nity. Z tego względu mosty spawane są średnio o 15% lżejsze od nitowanych.

4) W b u d o w n i c t w i e

W ostatnich czasach często stosuje się spawanie w budowie hal.

Najważniejsze jest tu spawanie falistej blachy dachu z konstrukcją nośną i jej wykorzystanie jako elementu nośnego. Przy budowie np. hali 120 m rozpiętości i 8 m wysokości waga na 1 m² rzutu poziomego wynosiła 120 kg, przy zastosowaniu nitowania, a tylko 95 kg przy spawaniu.

4) W b u d o w i e o k r ę t ó w

Niemiecki *Lloyd* już w styczniu 1931 r. wydał przepisy o zastosowaniu spawania przy budowie okrętów. Zaczęto od zastosowania spawania w komorach wodoszczel-

nych i na pokładzie okrętów — przy czym uzyskano do 2% oszczędności na wadze. Później spawanie znajdowało szersze zastosowanie. Np. w całkowicie spawanym okręcie o wadze żelaza 750 t zaoszczędzono 75 t tj. 10%. Przy tym osiągnięto jeszcze: a) zmniejszenie potrzebnej ilości materiałów napędnych i b) zwiększenie pożytecznej objętości okrętu.

Autor omawia jeszcze zastosowanie spawania przy budowie inaszyń i kotłów. Dochodzi on do wniosków, że w każdej z tych dziedzin spawanie może dać znaczne oszczędności i to nie tyle z powodu oszczędności na nitach, ile dzięki wprowadzeniu nowych form konstrukcyjnych stwarzanych spawaniem. Te nowe formy, do których zalicza się np. możliwość przypawania nakładek tam, gdzie przy nitowaniu trzeba było dawać całą blachę, dają możliwość projektowania elementów równej wytrzymałości, tj. należycie wykozystać materiał.

Zeitschrift Des Vereines Deutschen Ingenieure (27 Sierpień 1938)

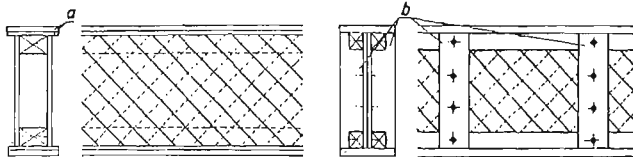
P. S.

OSZCZĘDNOŚĆ W STALI I DRZEWIE W NOWOCZESNYM BUDOWNICTWIE

Zastosowanie drzewa w budownictwie wymaga gruntownej znajomości fizycznych cech tego materiału, jego wytrzymałości oraz wytrzymałości środków łączących w jedną całość drewniane elementy konstrukcji. Doświadczenia z małymi próbkami drzewa nie wystarczają. Dlatego też próby wykonywane są z całymi kłodami z sękami i innymi brakami. Wyniki tych prób są więcej zbliżone do rzeczywistej pracy materiału i pozwalają na zmniejszenie stopnia bezpieczeństwa. Otrzymywane są przy tym naprężenia dopuszczalne mniejsze niż przy doświadczeniach na małych próbkach, w których nie ma żadnych braków.

Co się tyczy środków łączących różne drewniane elementy, to z porównania bolców i gwoździ wynika, że przy jednakowej sile nośnej bolce dają o wiele mniejszą sztywność niż gwoździe. Nn. 20 gwoździ \varnothing 4 mm, ważą tyle ile jeden bolce \varnothing 20 mm, lecz powierzchnia styku tych gwoździ z drzewem jest 5 razy większa niż bolca z drzewem, a ponieważ wytrzymałość i sztywność połączenia jest proporcjonalna do powierzchni styku stali z drzewem — gwoździe dają połączenie 5 razy wytrzymalsze niż bolce.

Dopuszczalne naprężenie w gwoździach przy budowie drewnianych mostów musi być mniejsze niż w budownictwie i to ze względu na obciążenia dynamiczne. Wytrzymałość gwoździ jest proporcjonalna do kwadratu jego średnicy. W nowoczesnym budownictwie większa część potrzebnych gwoździ zastępuje się 1,5 mm blachą posiadającą szereg otworów, na krawędziach których prostopadle do płaszczyzny blachy występują dwa zęby w jedną stronę i dwa w drugą. Ponieważ takie zęby znajdują się na całej powierzchni blachy, daje ona możliwość nawet przy małej powierzchni połączeń przenoszenia dużych obciążeń. Blachą tą nie można zastąpić wszystkich potrzebnych w danym położeniu gwoździ. Nie może ona występować osobno, ponieważ pracuje głównie na siły tnące i znacznie mniej na siły odrywające. Z tego względu takim blachom towarzyszą zawsze gwoździe lub bolce. Przy obliczeniu podobnych połączeń bierze się pod uwagę i gwoździe (lub bolce) i blachę, ponieważ pracują one wspólnie. W tym tkwi zasadnicza różnica pomiędzy takim połączeniem, a połączeniem przy pomocy kleju, wy-



Rys. 1.

Rys. 2.

trzymującym wilgoć i zbitym gwoździami. W tym ostatnim połączeniu nie ma współpracy kleju z gwoździami ponieważ klej pracuje tylko na powierzchni styku i połączenie zwykle niszczy się w płaszczyznach równoległych do płaszczyzn sklejonych — kiedy naprężenia styczne drzewa przekraczają granicę wytrzymałości kleju. Połączenia skleione oraz zbite blachą i gwoździami dają znaczne oszczędności w stali. Oszczędności w drzewie można osiągnąć wprowadzając drewniane przekroje skrzynkowe i dwuteowe. Górną i dolną część przekroju skrzynkowego stanowią dwie drewniane beleczki o przekroju kwadratowym. Boki zaś przekroju stanowią deski, które idą pod kątem 45° do podłużnej osi belki.

Wytrzymałość takich przekrojów łatwo powiększyć dołączając z góry i z dołu grube deski („a” na rys. 1). Podobne belki mogą mieć 60 cm i więcej wysokości i doskonale mogą zastąpić stalowe przekroje walcowane, ponieważ mają nie tylko taką samą wytrzymałość, ale również i potrzebną sztywność. Przy większych naprężeniach stosują z powodzeniem drewniane przekroje dwuteowe, które swoją budową przypominają blachownice stalowe. Zamiast blachy mamy tu dwie warstwy desek ułożonych jak i w przekroju skrzynkowym pod kątem 45° do osi belki (jedna warstwa w kierunku prostokątym do kierunku drugiej warstwy). Z góry i z dołu idą prostokątne beleczki (analogia z kątownikami blachownic), na które nakłada się grube deski. Od czasu do czasu przekrój usztywnia się usztywniaczami pionowymi („b” na rys. 2).

Robi się to zwłaszcza przy podporach belki i w punktach zaczepienia większych sił. Dla przyłączenia tych usztywniaczy służą zwykle bolce, natomiast dla innych połączeń gwoździe. Dużą rolę gra również klej. Zmieniając grubość dolnych i górnych desek można dowolnie zmieniać moment bezwładności przekroju. Przekrój dwuteowy może z powodzeniem zastąpić belki stalowe i daje przy tym mniejszy ciężar własny konstrukcji. W Politechnice w Karlsruhe wypróbowano ostatnio wyżej opisane typy belek drewnianych związanych klejem, zębatymi blachami, gwoździami i bolcami. Doświadczenia robiono z belkami do 10 m rozpiętości. Zwykle zniszczenie takiej belki następowało na skutek pęknięcia najczęściej rozciąganej części w miejscu jakiegoś sęka, przy naprężeniach średnio 200 kg/cm².

Z doświadczeń tych wynikało, że można w budownictwie przyjmować dopuszczalne naprężenie w takich konstrukcjach 100 kg/cm² a w mostownictwie — 65 kg/cm². Autor artykułu prof. E. Gaber, przepowiada drzewu, jako materiałowi budowlanemu, wspaniałą przyszłość, na którą ten materiał całkowicie zasługuje. Przykładem służy Szwajcaria i b. Austria z szeregiem starych b. dobrze konserwujących się mostów.

Autor przestrzega przed niepomiarowym zużywaniem drzewa na papier i mówi, że materiał ze starego mostu może pójść na papier, ale nie da się z papieru wybudować mostu.

Die Bautechnik (5 Sierpień 1938)

P. S.

AKUSTYCZNA METODA WYZNACZANIA NAPRĘŻEŃ W KONSTRUKCJACH ŻELBETOWYCH LUB STALOWYCH

Inżynier M. Coyme opracował następującą metodę mierzenia naprężeń. Jeżeli jakaś napięta struna drga, to częstość jej drgań N zależy od naprężeń w strunie T i od jej długości L .

Zależność ta wyraża się wzorem

$$N = K \frac{\sqrt{T}}{L}$$

gdzie K jest to współczynnik liczbowy, który zależy od materiału. Jeżeli taka struna będzie przymocowana do jakiegoś elementu konstrukcji, w której musimy zmierzyć naprężenia, to częstość drgań struny będzie się zmieniała razem ze zmianą naprężeń w elemencie konstrukcji.

Praktycznie jeżeli chodzi o wyznaczenie naprężeń w konstrukcji stalowej, to struny przypawa się do elementu tej konstrukcji w takiej odległości, która pozwala na drgania struny.

Od laboratorium przeprowadza się przewód elektryczny, który za pomocą elektromagnesu zmusza strunę do drgań przy czym dźwięk tym samym przewodem wraca do laboratorium. W laboratorium znajduje się druga struna, w której naprężenia można dowolnie zmieniać.

Kiedy struna ta jest zestrojona z pierwszą, to przy równych długościach strun naprężenia są jednakowe, przy różnych długościach naprężenia są proporcjonalne. O ile chodzi tylko o notowanie zmian naprężeń w danym elemencie, to położenia zera naprężeń ustalać nie trzeba. Robi się dwa pomiary i różnica znalezionych naprężeń $T' - T$ daje zmianę, która zaszła w naprężeniu danego elementu.

Jeżeli chodzi o mierzenie naprężeń w betonie, to strunę zatapia się w nim wewnątrz rurki stalowej i w ten sposób można w każdej chwili jak długo istnieje budowla poinformować o istniejącym naprężeniu w miejscu zatopienia struny.

Czułość takiego urządzenia jest nadzwyczajna. W warunkach laboratoryjnych reaguje ona na zmiany długości 1 mikrona na metr. W budowlach daje się zmierzyć naprężenia w stali do 5 kg/cm², w betonie do 0,5 kg/cm². Jedyną możliwością omyłki wynika z niejednakowego współczynnika rozszerzalności struny i danej konstrukcji jak np. struna zatopiona w betonie, (najmniejsza różnica tych współczynników daje już omyłkę ze względu na nadzwyczajną czułość aparatu). Kiedy temperatura wzrasta, naprężenie w strunie maleje, ponieważ rozszerza się ona prędzej niż beton, przy spadaniu temperatury — struna odwrotnie naciąga się. Żeby uniknąć tej omyłki, trzeba zatopić w betonie strunę w rurce z podwójnymi ściankami — w ten sposób ściskanie lub rozciąganie betonu nie będzie działało na rurkę wewnętrzną i struna da tylko omyłkę wynikającą ze zmiany temperatury. Tę omyłkę trzeba odliczyć przy pomiarach na strunie, znajdującej się w jednościennej rurce. Praktycznie minimalna długość struny równa się 5 cm. Można więc ją umieszczać nawet w bardzo małych elementach. Autor opisuje różne wypadki zastosowania swego aparatu: mierzenie skurczu betonu, wyznaczenie współczynników elastyczności, wyjaśnienie roli strzemion w belkach żelbetowych, mierzenie powolnych odkształceń belek żelbetowych (mierzońo w ciągu 5 lat) itd. Jedno z bardzo ciekawych zastosowań stanowi zatopienie dwudziestu strun („świadków”) w zaporze na rzece — la Bromme we Francji. Mierzono tam zmianę na-

przezeń podczas podnoszenia się poziomu wody. Skonstatowano, że co rok w tych samych warunkach termicznych i przy tych samych poziomach wody naprężenia powtarzają się. Daje to pewność należytej pracy budowli.

W innym wypadku „świadki” pozwoliły skonstatować współpracę jezdni żelbetowej z głównymi belkami kratowymi mostu, pozwalają również na mierzenie naprężeń dynamicznych. Najciekawsze zastosowanie świadka stanowi mierzenie naprężeń w gruncie. Struna znajduje się w pudełku przypawana do jednej ze ścian, która jest oparta bez zamocowania. Najmniejsza strzałka tej ściany jest wyczuwalna struną (wystarczy strzałka wielkości kilku mikronów). W ten sposób mierzono naprężenia ściskające w napelnionych silosach.

Le Génie Civil (1 Października 1938 r.)

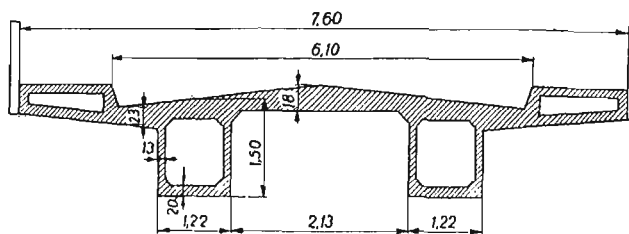
P. S.

ORYGINALNY MOST ŻELBETOWY

Okolo miasta Tacama (Stany Zjednoczone) wybudowano trójprzęsłowy żelbetowy most drogowy noszący nazwę *Gehring Road Bridge*. Całkowita długość mostu wynosi 80 m, przy największej wysokości filaru 27,5 m. Posiada on dwie belki główne o przekroju skrzynkowym. Taki sam przekrój mają również słupy i nawt chodniki. Ze względu na zastosowane przekroje na całą budowę zużyto tylko 380 m³ betonu czyli mniej niż 5 m³ na 1 mb mostu. Jest to jeden z najtańszych żelbetowych mostów drogowych w Stanach Zjednoczonych. Drugą zaletą przekrojów skrzynkowych jest to sztywność na skręcanie i siły poziome. Szerokość dźwigarów głównych mostu wynosi 122 cm, wysokość ich — 150 cm, odległość pomiędzy dźwigarami w świetle 213 cm. Chodniki i nawet część jezdni znajdują się na zewnątrz względem belek głównych (rys. 2). Most posiada tylko 4 belki poprzeczne w miejscach gdzie belki główne opierają się na słupach. Belki te mają również przekrój skrzynkowy. Grubość płyty żelbetowej wynosi na osi mostu około 18 cm, przy chodnikach — około 23 cm (tu płyta pracuje jako wspornik). Grubość ścianek bocznych przekroju skrzynkowego belek głównych wynosi około 13 cm. Ze strony górnej przekrój zamyka płyta jezdni. Z dołu grubość ścianki wynosi 20 cm. Powiększa się ona do 43 cm przy podporach. Odgięte pręty zbrojeniowe znajdują się w pionowych elementach przekrojów skrzynkowych. Przekrój skrzynkowy belek głównych jest usztywniony za pomocą przepon wewnętrznych grubości 15 cm. W przeponach tych zrobione są



Rys. 1.



Rys. 2.

drenażowe otwory. Przęsło środkowe ma takich przepon 4, przęsła skrajne — po 3. Strzemiona belek głównych mają formę litery U.

Słupy mają formę kwadratu o boku 122 cm. W kierunku poprzecznym do osi mostu słupy są związane nie tylko belką poprzeczną na górze lecz również i taką samą belką na poziomie fundamentów. W ten sposób każda podpora tworzy zamkniętą ramę. Ponieważ słupy środkowe są bardzo wysokie, zaś ich przekrój poprzeczny wynosi tylko około 0,8 m², są one bardzo wiotkie. Z tego powodu, chociaż i połączone monolitowo z belkami głównymi, wpływają one mało na rozkład momentów w belkach głównych. Słupy skrajne natomiast są bardzo sztywne ponieważ przy małej wysokości, mają ten sam przekrój co i słupy środkowe. Muszą one ze względu na swoją sztywność przyjąć na siebie wszystkie siły poziome i są podporami jezdni, która w kierunku poziomym jest bardzo wysoką i wąską belką. (Wysokość = szerokości jezdni, szerokość = grubości płyty). Przy projektowaniu urządzeń dylatacyjnych projektodawca wyszedł z założenia, że pożytek z drogowych urządzeń jest często b. problematyczny. Gdyby w moście *Gehring Road Bridge* wcale nie robić podpór przesuwnych, według wszelkiego prawdopodobieństwa most wytrzymałby mimo to na naprężenia termiczne. Urządzono w moście tylko jedną podporę przesuwną na lewym skrajnym słupie. Wysokie środkowe słupy ze względu na swoją wiotkość pozwalają na pewne przesunięcia poziome. Wałek podpory przesuwnej składa się ze stalowej rury napelnionej betonem.

Przy betonowaniu przekroje skrzynkowe wykonano zatapiając odpowiednie formy drewniane w betonie. Ponieważ formy te trzymano poprzednio w wodzie, nie ma obawy, żeby zwiększyły one swoją objętość i wywierały ciśnienie z wewnątrz na ścianki przekrojów skrzynkowych. Deskowanie zewnętrzne na całej wysokości słupów wykonano z trzech stron. Strony wewnętrzne słupów jednego przekroju poprzecznego pozostawiono otwarte. Po wykonaniu uzbrojenia wstawiono formy wewnętrzne. Gotowe deskowanie stron otwartych przystawiono teraz do słupów za pomocą rozpórki pomiędzy słupami. Po zabetonowaniu rozpórki wyjęto i niczym nieprzymocowane części deskowania można było przenieść wyżej celem betonowania następnej części. Przy betonowaniu użyto wibratorów.

Ponieważ stary most drewniany znajdował się bezpośrednio przy miejscu wyznaczonym na nowy, przy urządzeniu rusztowań i wykonaniu betonowania korzystano z niego w miarę możliwości. Dało to znaczną oszczędność ze względu na wysokość mostu. Przy betonowaniu belek głównych beton układano i ubijano z jednej strony przekrojów skrzynkowych. Kiedy beton ten wystawał z drugiej strony tych przekrojów znaczyło to, że część dolna przekroju była całkowicie zapelniona. Po rozdeskowaniu most dał tylko 2,5 mm strzałki.

Engineering News-Record (1 Wrzesień 1938)

P. S.

WZMOCNIENIE RUCHOMEGO MOSTU W BREŚCIE

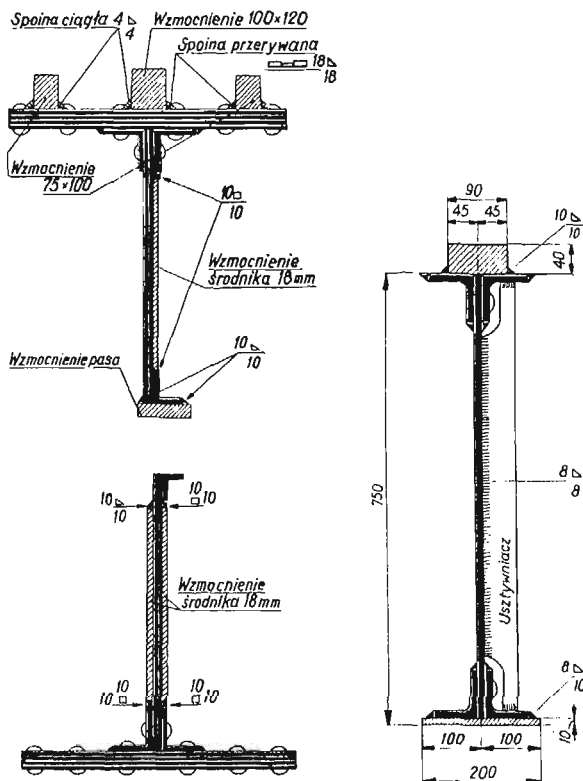
Ruchomy most w Breście zbudowano w 1681 r. Składa się on z dwóch identycznych ruchomych części z których każda posiada dwa wsporniki — jeden 58,3 m skierowany ku rzece i drugi 28,3 m ku brzegowi. Środek ciężkości takiej belki o jednej podporze znajduje się na filarze, na skutek umieszczenia w krótszym wsporniku przeciwwagi, składającej się z cegieł i żeliwa. Szerokość mostu wynosi 7 m, z czego 5 m przypada na jezdnię, a 2 m na chodniki. Rozstaw belek głównych (kratownic) wynosi 6,20 m. Mechanizm ruchomy spoczywa na filarach rurowych o średnicy zewnętrznej 10,25 m i wewnętrznej 6,15 m.

Most był projektowany na obciążenie 200 kg/m^2 przy czym, biorąc pod uwagę przekroje brutto jego elementów, naprężenia przekraczały 600 kg/m^2 . W r. 1913 przeliczono go jeszcze raz i okazało się, że może nie wytrzymać obciążenia 400 kg/m^2 i skupione 8 t (oś walca). W tym wypadku naprężenia sięgały 1000 kg/m^2 nie licząc wpływów dynamicznych. Podczas wojny światowej most był z konieczności przeciążony. W 1929 r. skonstatowano, że niektóre nity poddały się i rdza przenikła między niedociśnięte elementy. W najgorszym stanie znajdował się pas górny.

Postanowiono wobec tego przystąpić do wzmocnienia tego mostu. Ze względu na to, że zastosowanie nitowania zmusiłoby do przelitowania znacznej części mostu, zastosowano spawanie i to zgodnie z opinią Instytutu Spawania — spawanie łukowe.

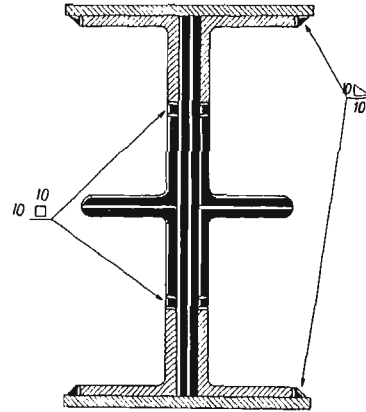
Na rysunkach pokazany jest sposób wzmocnienia poszczególnych elementów. Po wzmocnieniu mostu waga każdego z przęseł wzrosła z 742 t do 980 t.

Rusztowania, ze względu na konieczność otwierania mostu podczas robót, musiano podwiesić do samych przęseł wzmocnianych. Z tego samego względu trzeba było w każdej chwili zapewnić równowagę mostu, tak podłużną jak i poprzeczną, musiano więc przeprowadzać prace na obu wspor-



nikach równocześnie, jak również ciągle regulować przeciwwagę.

Do spawania używano elektrod Safer 3,25 mm i 4 mm średnicy. Spawaczy egzaminowano przed rozpoczęciem spawania i kilka razy podczas robót (mniej więcej co 4 tygodnie). Każda spawka miała literki spawacza, który ją wykonał. Zeby uniemożliwić rdzewienie, przczstzeń między niedociśniętymi blachami zalewano metalem. Długość spawek zapewniających taką szczelność sięga 8000 m. Próby wytrzymałościowe spawek dały bardzo dobre wyniki przy próbach na rozciąganie i zginanie. Bardzo pożyteczne okazało się badanie spawek, za pomocą próby stałości prądu ciek-



trycznego, wyniki otrzymano również doskonale. Spawki najważniejsze badano promieniami X.

Na spawanie zużyto $1,442,517 \text{ cm}^3$ metalu. Wydajność jednego spawacza wyniosła 41 cm^3 metalu na godzinę. Na 1 kg metalu zużyto $10,5 \text{ KW/godz.}$ prądu.

Annales des Ponts et Chaussés, zeszyt V, 1938 r.

NOWE DOŚWIADCZENIA O WPLYWIE WIBRACJI NA BETON

W Clarksville (Stany Zjednoczone) były przeprowadzone ciekawe badania wpływu vibracji na wytrzymałość betonu. Wykonano dwa słupy betonowe o średnicy 15 cm i długości 1,80 m każdy. Słupy betonowano w znormalizowanych formach walcowych, stawianych jedna na drugą. Oba słupy były wykonane z identycznego betonu, układanego warstwami o grubości 30 cm. Różnica w wykonaniu polegała na tym, że każda warstwa pierwszego słupa była wibrowana w ciągu 45 sekund, a każda warstwa drugiego słupa w ciągu 5 minut.

Obydwa słupy były przechowywane w identycznych warunkach i po 28-dniach zostały rozcięte na 6 walców każdy. Po wypróbowaniu wytrzymałości walcowej betonu w obu słupach okazało się, że górne walce słupa wibrowanego 45 sekund były mocniejsze od górnych walców słupa wibrowanego 5 minut. Środkowe zaś walce i dolne na odwrót. Z wytrzymałości kostkowej, którą wykazały te walce, można wnioskować, że skutkiem długotrwałej vibracji jest wzmocnienie dolnych warstw słupa i osłabienie jego górnych warstw. Było to prawdopodobnie skutkiem zmian w współczynniku wodo-cementowym, ponieważ duża ilość wody została wyparta podczas wibrowania z dolnych warstw słupa do górnych. Zewnętrznie słup drugi prezentował się lepiej od pierwszego i posiadał gładką, zwartą powierzchnię.

Engineering News-Record (1 Wrzesień 1938)

P. S.

DOM CZYNSZOWY W ROTTERDAMIE

Ostatnio w Rotterdamie zbudowano dziesięciopiętrowy blok o szkieletcie żelbetowym, zawierający 40 mieszkań. Szkielet składał się z trzech belek podłużnych o rozpiętości (3,25 + 4×6,50 + 3,25) i siedmiu dwuprzęsłowych belek poprzecznych o rozpiętości (5,00 + 5,00).

W jednym ze skrajnych, mniejszych przedziałów szkieletu, umieszczono klatkę schodową i windę. Drugi podobny przedział i część pierwszego użyto celem stworzenia większych narożnych mieszkań.

Mniejsze mieszkania są 3-izbowe z łazienkami. Mieszkania narożne ze strony klatki schodowej są 4-izbowe i z przeciwnej strony 5-izbowe. Każde piętro ma 2 mniejsze mieszkania o powierzchni $6,50 \times 10 = 65 \text{ m}^2$ i dwa większe o powierzchni $97,5 \text{ m}^2$ i 81 m^2 . Każde mieszkanie jest zaopatrzone w balkon.

W przybudówce o jednej kondygnacji znajduje się główne wejście i mieszkanie dozorczy. Przy mieszkaniu dozorczy jest sklepik, który on ma obowiązek prowadzić. W suterenie znajdują się piwnice, urządzenia centralnego ogrzewania, garaż na auta, rowery i wózki dziecięce, pralnię, suszarnie itd. Każde z mieszkań ma gorącą i zimną wodę. Windy są urządzone w ten sposób, że dostęp do nich jest możliwy tylko na poziomie półpięter. To znaczy, że aby wejść do windy trzeba wejść schodami o pół piętra wyżej lub niżej mieszkania. W ten sposób zmniejsza się ilość zatrzymywania windy. Oprócz tego uproszczenie polega na tym, że windy nie mają drzwi, zatrzymują się one ściśle naprzeciw otworów wykonanych w gładkiej ścianie.

Ściany wewnętrzne pomiędzy mieszkaniami są podwójne z warstwą powietrza w celach izolacji dźwiękowej. Słupy szkieletu mają jedną i tę samą szerokość równą grubości ścian wewnętrznych.

W kierunku prostopadłym wymiary słupów rosną w dolnych kondygnacjach. Wejścia do mieszkań zapewniają galerie, znajdujące się na zewnątrz głównego szkieletu na wspornikach.

La Technique des Travaux (Wrzesień 1938)

P. S.

NOWOCZESNE SILOSY ŻELBETOWE

Ostatnio ze względu na dużą ilość potrzebnych inwestycji, kwestia kosztów danej budowy nabiera coraz większego znaczenia.

Przy budowach silosów zauważono, że deskowanie stanowi duży % całkowitego kosztu budowy. Żeby uniknąć tych wydatków stosuje się następujące sposoby:

I. Na miejscu budowy fabrykuje się niewielkie elementy żelbetowe, zwykle za pomocą wibrowania. Z tych elementów grubości 22 mm układa się ścianki komór silosu i przestrzeń między nimi zalewa się betonem. W ten sposób: 1) elementy te biorą udział w wytrzymałości danego przekroju i 2) służą jako deskowanie.

II. Przy budowach znacznej wysokości stosuje się ruchome deskowanie.

Deskowanie to posuwa się coraz wyżej, jednocześnie z postępnym betonowaniem.

III. Wiadome jest, że ciśnienie na ścianki silosów przy przejściu od górnych warstw na dół z początku rośnie w szybkim tempie, a później jest prawie stałe. Wykonując zwężenie przekrojów komór silosu wzdłuż jego wysokości w równych odstępach, da się jeszcze zmniejszyć to ciśnienie.

Wtedy można wykonać ścianki komór silosu z uzbrojonej cegły zamiast żelbetu.

W ten sposób deskowanie jest całkowicie pominięte.

La Technique des Travaux (Wrzesień 1938)

P. S.

PAŁAC WYSTAW EARLS COURT W LONDYNIE

Wzniesiony niedawno gmach Earls Court w Londynie ma służyć na pomieszczenie wielkich wystaw, jak Salon Samochodowy, Targi Przemysłu Brytyjskiego itp., a także wielkich imprez sportowych.

Budynek zbudowany jest na planie w przybliżeniu trójkątnym, o długości każdego z boków około 220 m. W wierzchołkach trójkąta znajdują się wejścia, schody, pomieszczenia gospodarcze itp., środek zajęty jest przez trzy hale, z których główna ma kształt prostokąta o bokach $137 \times 76 \text{ m}$ i może pomieścić 23000 widzów, z czego dla 4000 przeznaczone są miejsca do siedzenia stałe, dla reszty zaś — przenośne.

Środek głównej hali zajmuje basen o wymiarach $30,5 \times 61 \text{ m}$. Basen ten zaopatrzone jest w ruchome przykrycie, podzielone na trzy niezależne części i mogące przyjmować trzy różne położenia: pierwsze — równo z podłogą hali, drugie — półtora metra ponad podłogą (położenie wyzyskiwane dla celów wystawowych), w trzecim zaś położeniu przykrycie stanowi dno basenu, dając w jednej jego części głębokość 4,00 m, w pozostałych zaś przyjmując położenie pochyle dające głębokość zmienną od 1,00 m do 2,20 m. Konstrukcja przykrycia wykonana jest ze stali, blachownice główne mają wysokość 1,73 m, belkowanie przykrycie jest blachą grubości 6 mm, przynitowaną do belek. Przykrycie obliczone zostało na obciążenie 3000 kg/m^2 i poruszane jest przy pomocy lewarów hydraulicznych.

Główna hala ma wysokość dochodzącą do 35 m, poza halami budynek jest trzypiętrowy.

Żelbetowa konstrukcja gmachu opiera się w najniższej, piwnicznej kondygnacji na słupach rozstawionych w szachownicę o boku 7,60 m, na piętrach wyższych rozstaw słupów jest zdwojony.

Hale nie posiadają wewnętrznych podpór i przykryte są dźwigarami stalowymi. Dźwigary hali głównej mają rozpiętość 76,20 m i opierają się na konstrukcji żelbetowej za pośrednictwem łożysk przegibno-przesuwanych. Do dźwigarów podwieszony jest sufit, przestrzeń ponad sufitem wykorzystana jest dla pomieszczenia instalacji oświetleniowych, wentylacyjnych, podnośników elektrycznych dla ciężarów do 1500 kg itd.

Budynek posadowiony jest na stopach żelbetowych, przy obciążeniu na grunt $2,5 \text{ kg/cm}^2$. Główną trudność fundowania stanowiło przecięcie terenu przez biegnące w tunelach cztery linie kolejowe (część tych linii biegła pierwotnie w wykopach i zamknięcie ich w tunele stanowiło przygotowawczą fazę robót), tak że spośród tysiąca słupów budynku 170 znalazło się ponad tunelami. Obciążenie od tych słupów przeniesione zostało poza tunele przy pomocy belek poprzecznych o rozpiętościach dochodzących do 30 m.

W konstrukcjach żelbetowych budynku zastosowano przeważnie zbrojenie stalą „Isteg”. Wypełnienie ścian jest ceglane. Wentylacja i oświetlenie jest tu całkowicie sztuczne, budynek nie posiada bowiem żadnych otworów okiennych. Całość robót została wykonana w czasie bardzo krótkim, bo w ciągu dwóch lat.

Le Génie Civil 1938, Nr 14 i 22.

inż. E. O.

PRZEGLĄD PRASY

„ŻYCIE TECHNICZNE“ — Zeszyt 7/8 — Organ polskich Stowarzyszeń Akademickich. — Zeszyt ten wydany został pod hasłem: „Praca Inżyniera polskiego w Gdyni“ — Przede wszystkim inż. I. L. Kamiński — w artykule pt.: „Związek Polskich Inżynierów Budowlanych, jego cele, zadania i działalność“, charakteryzuje prace i wyniki tych prac jakie nasz Związek prowadzi. Poza tym numer zawiera cały szereg artykułów opisujących budowlę i urządzenia Gdyni. I tak inż. L. Budka omawia: „Urządzenia przeladunkowe portu w Gdyni“, inż. W. Tubielewicz — „Magazyny portowe ich konstrukcje i przeznaczenie“, L. Mistat — „Morskie znaki żeglugowe“, inż. S. Hüchel — „Morskie budownictwo w Gdyni w ostatnim pięcioleciu“, inż. Z. Foltąński — „Umocnienia wybrzeży morskich“, inż. Z. Andrejewski podaje „Kilka uwag dotyczących rozbudowy torów i urządzeń st. Gdynia“, a inż. M. Paszkowski opisuje „Elevator zbożowy w porcie“.

Poza tym artykuły opisujące urządzenia ładunkowe i wyladunkowe, urządzenia mechaniczne elewatora, komunikaty i przegląd prasy i czasopism zamykają ten numer.

PRZEGLĄD BUDOWLANY, Nr 10 — organ Stow. Zaw. Przem. Bud. — St. Jarząbek — w art. „Polskie normalne cementy portlandzkie i beton“, omawia wyniki i metody badań cementów portlandzkich przeprowadzonych w Labor. Betonowym Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie, inż. A. Friedstein — przedstawia w art. pt.: „Niemieckie budownictwo pod znakiem oszczędności“, przyczyny oraz przeprowadzenie i kontrolę akcji oszczędnościowej w budownictwie niemieckim. Inż. I. Luft — omawia w dalszym ciągu „Analizę robót budowlanych M. S. W.“ Poza tym numer ten zawiera bardzo obszerny dział ciekawych wiadomości z prasy technicznej obcej, niedyskrecje budowlane oraz cały szereg drobnych informacji z życia i rynku budowlanego, ustawodawstwa i orzecznictwa. Oprócz tego jako dodatek „Przeegląd ceramiczny“.

INŻYNIER KOLEJOWY, Nr 10 — organ Związku Polskich Inżynierów Kolejowych, zawiera artykuły: inż. G. Lenkowski: „Regulacja luków metodą pomiaru strzałek“, inż. W. Grobickiego — „Układ trasy kolei w stosunku do osiedli i do miast oraz czynniki wpływające na wybór i rozmieszczenie stacji kolejowych“ oraz inż. S. Eljasza — „Straty w gospodarstwie narodowym spowodowane przez grzyby drzewne budowlane“. Poza tym kącik językowy, kronika krajowa i zagraniczna oraz przegląd pism.

ARCHITEKTURA I BUDOWNICTWO, Nr 7 — bogato ilustrowany zawiera: „Opis nowoczesnego szpitala“, arch. S. Odyniec-Dobrowolskiego oraz arch. arch. Mieczysława Łokcińskiego i Marii Wroczyńskiej opis: „Dom wypoczynkowy Zrzeszenia Urzędn. i Emerytów B. G. K. w Zalesiu Górnym“. Poza tym „Wyniki konkursu powszechnego Nr 105“ — na rozwiązanie placu im. gen. Dąbrowskiego w Łodzi, i na projekt szkieletu Gmachu Urzędu Woj. Łódzkiego, oraz Kronika.

PRZEGLĄD BEZPIECZEŃSTWA PRACY, Nr 3 — wydawnictwo Instytutu Spraw Społecznych — poświęcony

budownictwu przemysłowemu, zawiera następujące bardzo ciekawe artykuły:

Inż. T. Trojanowskiego: „Budownictwo przemysłowe, dziedzina skoordynowanej pracy“, „Nowe tendencje architektury przemysłowej“, inż. mgr Z. Rudolfa — „Umiejscowienie zakładów przemysłowych“, Mjr inż. K. Króla — „Budownictwo przemysłowe w świetle obrony przeciwlotniczej“, Inż. Z. Piotrowskiego — „Mieszkania robotnicze“, Inż. H. Przyłęckiego — „Zaopatrywanie przemysłu w wodę i usuwanie ścieków przemysłowych“, Doc. dr inż. J. Pawlikowskiego — „Oświetlenie zakładów przemysłowych“, Prof. dr B. Nowakowskiego „Zagadnienie powietrza i projektowanie budynków przemysłowych“, Dra M. Kwicka — „Zagadnienie akustyki w zakładach pracy“, art. opisowy pt.: „Urządzenia sanitarno-techniczne w zakładach pracy“, inż. M. Rogowskiego — „Budowle w ogniu“ — oraz bogaty dział wiadomości drobnych, informacji, przegląd prasy i wydawnictw.

TECHNIK POLSKI, Nr 10 — Centralny Organ Związku Techników R. P. — podaje sprawozdanie z przyjęcia przez P. Prezydenta Rzeczypospolitej delegacji Nacz. Organ. Stowarzyszenia Techników oraz artykuł Juliana Piaseckiego: „O gospodarce planowej“, oraz Piotra Borkowskiego: „Światopogląd społeczny, a zagadnienia gospodarcze“. Kronika i Biuletyn organizacyjny uzupełniają ten numer.

PRZEGLĄD POŻARNICZY, Nr 10 — organ Związku Straży Pożarnych R. P. W numerze tym mjr A. Wyszynski, dyr. Biura Wojsk. M. S. Wewn., w art.: „Kierownictwo przygotowań opl. i opgaz. w zakresie akcji przeciwpożarowej“, omawia Zarządzenie Min. Spr. Wewnętrznych z dn. 26 marca 1938 r. o organach i kierownictwie przygotowań obrony przeciwlotniczej i przeciwgazowej w zakresie akcji przeciwpożarowej, które dając w tej dziedzinie duże uprawnienia organom Zw. Straży Pożarnych, nakłada na Korpus Techniczny Związku bardzo poważne obowiązki i odpowiedzialność w tym zakresie. Inż. J. Kowalczyk — przedstawia podstawowe normy Zw. Str. Poż., ustalające poszczególne rodzaje samochodów w art.: „O właściwym samochodzie pożarniczym“. Poza tym artykuły inż. T. Miazgi — „Badanie impregnatów i farb ognioochronnych“, A. Wardegi: „Azbest i jego zastosowanie w pożarnictwie“, St. Rudzińskiego: „Odpowiedzialność cywilna podpalaczy“, insp. poż. S. Pągowskiego — „Pożary w osiedlach miejskich w r. 1937“, oraz szczegółowe omówienie pożaru stratostatu w Dol. Chocholowskiej uzupełniają ten ciekawy numer.

DOM, OSIEDLE, MIESZKANIE, Nr 10 — organ Polskiego Towarzystwa Reformy Mieszkaniowej, poświęcony zagadnieniom gęstości zabudowania i zaludnienia w miastach. Kwestie te w odniesieniu do miast amerykańskich omawia Dyrektor Urzędu Planowania Miasta Yonkers, w art. pt.: „Gęstość zabudowania i zaludnienia w miastach amerykańskich“, w odniesieniu zaś do Warszawy Wacław Królikowski w art. pt.: „Gęstość zaludnienia i ruch ludności w Warszawie“. Poza tym dział recenzji i Kronika.

Prenumeratę „Inżynierii i Budownictwa“ należy
opłacać na konto P. K. O. w Warszawie
Związku Polskich Inżynierów Budowlanych
Nr 29.787

Budujmy drogi!

W 20-lecie odzyskania Niepodległości wystąpiła Liga Drogowa z inicjatywą podjęcia na szeroką skalę propagandy tworzenia spółek drogowych celem wybudowania w każdej polskiej wsi i miasteczku odcinka drogi lub ulicy, albo też mostu, aby w ten sposób zaznaczyć udział całego społeczeństwa w Święcie Niepodległości i wykonania trwałego i pożytecznego pomnika tego historycznego roku.

Podana poniżej odezwa jest pierwszym wystąpieniem Ligi Drogowej w powyższej akcji; wkrótce będą rozesłane do

zainteresowanych Władz, organizacji i osób szczegółowe instrukcje w jaki sposób należy przystąpić do realizacji hasła Ligi.

Wyrażając prawdziwą radość z podjęcia tak pożytecznej inicjatywy nie wątpimy, że cały świat techniczny w Polsce, a w szczególności pracujący w terenie inżynierowie i technicy przystąpią czynnie do rozbudowy dróg przez inicjatywę społeczną.

Z radością i dumą obchodzi Polska 20-lecie swej Niepodległości. Wielkie dzieła zostały dokonane, wiele jednak pracy mamy jeszcze przed sobą.

Stan naszych dróg nie licuje z wielkością i godnością Polski.

Rzucamy hasło:

BUDUJMY DROGI!

W ciągu najbliższych 5. lat pracą i wysiłkiem całego społeczeństwa doprowadzić musimy nasze drogi do takiego stanu, aby na 25-lecie naszej Niepodległości Polska była pokryta możliwie gęstą siecią twardej i dobrych dróg, wybudowanych dla uczczenia odzyskania Niepodległości.

STAŃMY DO WALKI Z BEZDROŻEM!

W każdej gminie, w każdej gromadzie niech powstanie Spółka Drogowa dla wybudowania drogi, ulicy lub mostu.

Dobre drogi — to warunek kultury, dobrobytu i potęgi Państwa.

Pracą, materiałem czy pieniędzmi niech każdy weźmie udział w tym wielkim dziele.

**DOBRE DROGI —
— TO SILNA POLSKA**

LIGA DROGOWA

Warszawa, w listopadzie 1938

Inż. SWIATOSŁAW NOWICKI

TECHNIKA OCHRONY DREWNA BUDULCOWEGO PRZED ZAGRZYBIANIEM I ŚRODKI GRZYBOBÓJCZE

P. inż. S. Eljasz w referacie swym na IV. Zjeździe Inżynierów Budowlanych (p. „Inż. i Bud.“, Nr 2/3, str. 100) omówił już wyczerpująco zalety drewna, jako budulca, i powody dla których nie należy spodziewać się wyrugowania drewna z budowlami w przyszłości przez materiały inne. Wskazał także na wady drewna, z których jedną — *groźbę szybkiego zniszczenia przez grzyby i bakterie*, pospolicie nazywanego butwieniem, czy murszeniem, pragnę tu w ogólnych zarysach omówić. Ponadto podaję w skrócie obecnie stosowane metody ochrony drewna przed tymi niebezpieczeństwem.

Człowiek, budując dla siebie domy, stwarza w nich klimat sztuczny, do którego dostosowuje się chętnie cały szereg gatunków organizmów zwierzęcych i roślinnych. Nie brak tu dla nich także i pokarmu, poczynając od naszych własnych zapasów wiktualów, innych materiałów, jak np. ubrania, a także i naszych własnych ciał (pasożyty). Wśród materiałów znajdujących się w naszych budynkach, a w wypadku domów drewnianych wprost je tworzących, na pierwsze bodaj miejsce wysuwa się *drewno*. Stanowi ono podłoże do rozwoju wielu owadów, które nawiercają i świdrują chodniki w różnych kierunkach, torując drogę zarodnikom *grzybów*. Kwestia owadów odsuwa się jednakże na dalszy plan wobec znaczenia, jakie mają dla niszczenia drewna grzyby. Mogą one zarażać drewno także nieuszkodzone przez owady.

Przy przenoszeniu się grzybów z zarażonego drewna na zdrowe spotykamy się z nieprawdopodobną wprost ilością zarodników, którą wydają *owocniki grzybów*. Są one tak drobne, że ochrona przed ich wniknięciem lub zawleczeniem staje się beznadziejna. Pozostaje nam jedynie: 1. Stworzenie warunków niesprzyjających rozwojowi grzybów na drodze fizycznej i 2. Impregnacja drewna chemikaliami grzybobójczymi.

Drewno w naszych budynkach może być zniszczone przez kilka gatunków grzybów i bakterii. Nie będę ich tu wliczał, odsyłając czytelnika do specjalnych podręczników (p. spis literatury). Z punktu widzenia szkodliwości można podzielić gatunki grzybów na bardziej i mniej groźne. Do pierwszej grupy wypada zaliczyć przede wszystkim tzw. „prawdziwego“ grzyba domowego: *s t r ą c z k a ł z a w e g o* (*Merulius lacrimans*). Jego cechą charakterystyczną jest stosunkowo *niski stopień wilgotności* drewna, wystarczający do jego rozwoju. Wystarczy więcej wilgoci w jednym miejscu budynku, aby się zagnieździł, poczem będzie szerzyć się dalej już w drewnie suchszym, niszcząc je i przerastając nawet mury. Rzecz prosta, nie potrafi także i ten grzyb odżywiać się substancjami nieorganicznymi, ale potrafi je tym niemniej w znacznym stopniu niszczyć: tak cegła i zaprawa oraz tynk zostają zlasowane i rozsypują się na piasek pod jego wpływem.

Inne gatunki grzybów wymagają znacznie wyższego stopnia wilgotności drewna, więc stają się groźniejsze dla

drewna na składach lub w konstrukcjach wystawionych na działanie niepogody itp.

Pierwotną przyczynę zawilgocenia budynku należy szukać prawie zawsze w błędzie konstrukcji lub użytkowaniu budynku. Tak więc wszelkie wady w budowie i funkcjonowaniu *wentylacji*, dalej *zaniedbywanie wietrzenia*, *opalania*, *przeludnienia mieszkań* oraz dostęp zimnego powietrza do ogrzanych części budynku mogą spowodować osadzenie się wilgoci i w następstwie zagrzybienie. *Zacieki* wody deszczowej przez dach, okna i mury parterowe miewają podobny skutek. Jeszcze gorzej odbija się *zła izolacja fundamentów*, powodująca *podciąganie wody* zaskórnej. Przyczyny zawilgocenia są b. liczne i niepodobna je w krótkim artykule wyczerpująco omówić. Walka z tymi zaniechaniami jest już podjęta i wiele z obecnie ważnych przepisów budowlanych ma na celu właśnie zapobieżenie zawilgoceniu i późniejszemu zagrzybieniu.

W tych warunkach poza dokładnym zapoznaniem się ze sprawą zapobiegania zagrzybieniu przez odpowiednie zabiegi czysto budowlane, osoba odpowiedzialna za budowę, nie może się obyć bez stosowania chemikalii grzybobójczych. O tym zagadnieniu także pomyślano w przepisach budowlanych (p. spis literatury Nr 1 i 2), gdzie podano wykazy środków przeciwgrzybowych.

Omówmy pokrótce ich działania i zastosowania. Większość środków grzybobójczych w budownictwie ma na celu nasycenie drewna związkami chemicznymi, czyniącymi je niezdatnym do rozwoju grzyba. Istnieją także środki, zabezpieczające mury przed przerastaniem przez grzybnie. (Fungomur). Są to środki impregnacyjne.

Ponadto istnieje specjalny typ izolacji, łączącej w sobie cechy nieprzepuszczalności dla wilgoci z właściwościami grzybobójczymi (Fungizol).

Środki impregnacyjne powinny zawierać substancje trwale, nietłone i trudne do wylugowania z drewna. Rozróżniamy tu środki solowe, używane w postaci roztworu wodnego, którym smaruje się powierzchnię drewna. Najlepsze z nich (Fungol) nie zabarwiają drewna i mogą być używane przeto na wszystkich kondygnacjach bez obawy wystąpienia plam na tynkach lub sufitach. Natomiast w miejscach specjalnie zagrożonych jak np. murlaty, końce belek stropowych, futryny okienne, czopy i kamowania więźby dachowej używane są środki solowe o znacznie wyższym stężeniu w postaci pasty (Fungopasta). W tych wypadkach zapas soli, nałożony na drewno w postaci pasty, jest stopniowo rozpuszczany przez dopływającą wilgoć, przesysca więc sąsiednie drewno, chroniąc je przed zagrzybieniem. Do ochrony drewna i podsypki w miejscach, gdzie możemy się nie obawiać ew. późniejszego zabarwienia (parter podpiwniczony, podłogi i podsypki podłóg parterowych, legary) używamy soli barwiących o wyższej toksyczności dla grzybów np. Fluodinu.

Od środków solowych należy odróżnić *środki olejowe*, do których należy stosowany w kolejnictwie olej kreo-

zotowy oraz karbolincum. Jednakże nasycanie wymaga tu kosztownego zakładu -- nasycalni, do której w dodatku trzeba dowozić materiał do impregnacji, co się często nie kalkuluje. Bezpośrednie zaś posmarowanie tymi środkami drewna nie zapobiega rozwojowi grzyba, gdyż nie przenikają one zupełnie w głąb drewna, zwłaszcza wilgotnego. Wobec tego znaczny postęp stanowi kombinacja obydwóch poprzednich grup środków: środki olejowo-solowe. Oleje służą tu za rozpuszczalniki dla soli grzybobójczych, mając zresztą same podobne do tych soli działanie. Ponadto ich wyższość polega na prostocie i taniości stosowania, gdyż drewno wystarczy nimi zwyczajnie smarować, odpada więc potrzeba dowozu drewna do nasycalni oraz suszenia. Pomimo rozpuszczenia soli w płynie niemieszającym się z wodą, do pływająca wilgoć rozpuszcza je i przenika wraz z nimi w głąb drewna. Działa tu jak gdyby pewien automatyzm: im drewno suchsze, tym mniej przenika do warstw głębszych soli grzybobójczych; skoro tylko drewno nasiąkło wilgocią, natychmiast zaczyna działać mechanizm przepajania go solami, a tym samym i wydawniejsza ochrona przed zmurszeniem. Środki olejowo-solowe barwią, więc stosowane są w miejscach, gdzie zabarwienie nie będzie stało na przeszkodzie np.: pojedyncze podłogi, ślepe podłogi w parterowych podłogach bez przewiewu, podwaliny domów drewnianych itp. Podobnie jak przy środkach solowych zachodzi nieraz potrzeba silniejszego stężenia soli grzybobójczych — oraz

mniejszej wymywalności np. do drewna wystawionego na działanie pogody, jak: mosty drewniane, ogrodzenia, słupy, podkłady kolejowe itd. Toteż rozróżniamy 2 gatunki Kreo-diny „A” i „B”, z których ostatnia jest właśnie trudniej wymywalna. Także i w tej grupie środków istnieje preparat najsilniej stężony Kreopasta, używana w sposób analogiczny np. do drewna, mającego grubą biel.

Sądzę, że ten krótki przegląd wystarczy, aby zorientować czytelnika w najnowszych zdobyciach z zakresu ochrony drewna przed zagrzybieniem oraz w przodujących na rynku krajowych środkach grzybobójczych.

S p i s l i t e r a t u r y .

1. Analiza Robót Budowlanych, cz. 1, Podstawy Analityczne Robót Budowlanych, str. 469, tabl. inf. 1 i 2, wyd. Ministr. Spraw Wewnętrznych. W-wa, 1938.
2. Szczegółowe Warunki Budowy, str. 36, par. 125, tabl. inf. 2, wyd. Minister. Spraw Wojskowych, W-wa, 1938.
3. Ministerstwo Komunikacji, Dziennik Urzędowy, rok XIX, Nr 62, z 11.XII. 1937, cz. A, poz. 527, str. 817, W-wa.
4. Grzyby domowe i inne szkodniki budulca oraz metody i środki walki, pod red. prof. dr F. X. Skupieńskiego, W-wa, 1937.

HERKULITH—POLSKI



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

Płyta izolacyjno-budowlana „P R I M A”

z welny drzewnej, impregnowanej chlorkiem wapnia, spojona emulsją cementową, specjalnie uodporniona przeciw wilgoci, grzybowi i robactwu.

Ogniotrwała, niepęczniejąca
izolacja cieplna i dźwiękowa

.....a jednak najlepiej grzeją
piece z kafli stalowych

PIECE SZRAJBERA

SP. Z O. O.

WARSZAWA, UL. BRACKA Nr 11, m 2. TELEFON 9.20-33

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

Redaktor Naczelny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Redaktor Techniczny Inż. W. Kędzierski.

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

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

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

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

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

BIULETYN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

Nr 11

LISTOPAD

1938 R.

REDAKTOR: INŻ. JERZY NECHAY ADR. RED.: WARSZAWA, MAZOWIECKA 4 m. 5

Sekretariat Związku urzęduje: poniedziałki, środy, piątki, godz. 17—19 tel. 517-85—Konto P. K. O. Nr 29-787

W związku z nadaniem przez Politechnikę Warszawską prof. Andrzejowi Pszenickiemu zaszczytnej godności doktora honoris causa nauk technicznych, Zarząd Główny Związku Polskich Inżynierów Budowlanych i Redakcja „Inżynierii i Budownictwa”, składa swemu długoletniemu Prezesowi i Założycielowi serdeczne gratulacje.

ZARZĄD GŁÓWNY

SEKRETARIAT

ODZNACZENIA

Poniżej podajemy wykaz członków naszego Związku odznaczonych za prace w służbie państwowej, naukowej i społecznej:

Krzyżem Kawalerskim Orderu Odrodzenia Polski:

Inż. Jerzy Nechay.

Złotym Krzyżem Zasługi:

Inż. Seweryn Andrzejewski,

Inż. Stefan Bogusz,

Dr inż. Bronisław Bukowski,

Inż. Aureliusz Chrościelewski,

Inż. Aleksander Drexler,

Inż. Alfred Dziedziul,

Dr inż. Stanisław Józef Gawliński,

Inż. Kazimierz Lewandowski,

Inż. Edward Leźba,

Inż. Kazimierz Lecewicz,

Inż. Emil Roman Łazoryk,

Inż. Wiktor Józef Mاماk,

Inż. Franciszek Przewirski,

Inż. Jan Bolesław Rybolowicz,

Inż. Franciszek Skąpski,

Inż. Aleksander Witkowski,

Inż. Bernard Zakrzewski.

OPŁATY CZŁONKOWSKIE

Zarząd Główny Związku oddając do rąk Kolegów piąty numer pisma zwraca się o współudział wszystkich członków przy jego redagowaniu.

Współudział ten przejawia się najbardziej, o ile każdy z Kolegów będzie punktualnie regulował swoje składki członkowskie. Wydawanie pisma wymaga dużych wkładów, a głównym dochodem Związku są składki członkowskie.

Przypominamy Kolegom, że Zjazd Delegatów Związku, odbyty w Gdyni dn. 11 września br., uchwalił obowiąz-

kową prenumeratę pisma „Inżynieria i Budownictwo” dla wszystkich członków Związku, oraz łącznie z tym podniósł opłatę członkowską na 24 zł rocznie, razem z prenumeratą. Uchwała ta obowiązuje od dn. 1 lipca 1938 r.

W ten sposób składka za drugie półrocze bieżącego roku wyniesie 12.—. Ci z Kolegów, którzy opłacili składkę za cały rok w sumie 12 zł, proszeni są o uzupełnienie składki za drugie półrocze w sumie 6 zł.

Składki pobierane są w dalszym ciągu przez Oddziały.

ZIMOWA WYCIECZKA ZAGRANICZNA

Znaczna część Kolegów pracujących w budownictwie ma możliwość wypoczynku tylko zimą. Chcąc umożliwić tym Kolegom spędzenie urlopu w słońcu, Związek organizuje zimową wycieczkę na południe.

W związku z ostatnimi wydarzeniami na terenie międzynarodowym, pertraktacje w sprawie wyjazdu musiały być przerwane i zostały podjęte dopiero ostatnio ponownie. Dlatego też w tej chwili podajemy pierwsze ogólne wiadomości.

Wycieczka odbędzie się w lutym 1939 r. na południe Francji lub do Włoch i trwać będzie 21 — 25 dni. Będzie ona miała charakter wypoczynkowo-turystyczny. Jej trasa i program zostaną opracowane w ten sposób, aby wypocznik połączyć z wrażeniami jakie daje podróż. Dlatego też przewidziany jest dłuższy pobyt w jednej z atrakcyjnych miejscowości. Sądzymy, że wycieczka ta wzbudzi duże zainteresowanie wśród Kolegów, gdyż mamy już szereg zapytań i zgłoszeń.

Ze względu na konieczność wcześniejszego zorientowania się w ilości kandydatów, prosimy o zgłaszanie się już do Sekretariatu Związku. Szczegółowy program wycieczki opracowany będzie około pierwszego grudnia i rozesłany natychmiast zgłoszonym uczestnikom oraz podany w grudniowym numerze naszego pisma. Zgłoszenia uczestników przyjmowane będą do 5 stycznia 1939 r.

Wycieczka dostępna będzie dla członków Związku, ich rodzin i wprowadzonych gości.

TERMINARZ IMPREZ ODDZIAŁU WARSZAWSKIEGO

organizowanych wspólnie z Kolem Inżynierów Dróg
i Mostów

21. — XI — br. godz. 20 — Stow. Techników ul.
Czackiego 3/5 — herbatka, podczas której kol. kol. J. Ku-
balski i A. Vertun podzielą się uwagami na temat: „Mię-
dzynarodowego Kongresu Szynowego”, który się odbył w
Düsseldorfie we wrześniu br.

28. — XI — br. godz. 20 — Stow. Techników ul.
Czackiego 3/5 — Zebranie Klubowe.

Z N.O.I.

W związku z przyłączeniem Zaolzia do Polski świat
inżynierski zrzeszony w Naczelnej Organizacji Inżynierów
zgłosił swą gotowość do współpracy przy organizowaniu
życia gospodarczego Zaolzia.

Wynikiem tego jest pismo N. O. I. skierowane do Mi-
nisterstwa P. i H. następującej treści:

Warszawa dn. 13 października 1938 r.

Do Ministerstwa Przemysłu i Handlu

w Warszawie

Odbywa się obecnie proces włączania do naszego
kraju starej naszej dzielnicy, Śląska Zaolzańskiego.

Jest to obszar silnie uprzemysłowiony.

Ze względu na dotychczasową politykę rządu cze-
skiego eksterminacyjną w stosunku do polskiej inteligencji—
mogą zajść wypadki niemożliwości uruchomienia zakładów
przemysłowych czy użyteczności publicznej, wskutek braku
odpowiednich specjalistów. Jednocześnie mogą powstać
trudności przy zbyciu produkowanych przetworów przemy-
słowych.

Z tych względów Naczelna Organizacja Inżynierów
R. P., doceniając w całej pełni konieczność utrzymania w
nowowłączonej dzielnicy produkcji na dotychczasowym po-

ziomie — zgłasza swoją współpracę z władzami państwowymi
w sprawach propagandy zbytu produkcji Śląska Zaolzańskie-
go oraz dostarczenia w razie potrzeby specjalistów lub do-
radców przy uruchomieniu zakładów pracy.

Prezydium Rady Głównej N.O.I.

Sekretarz

Inż. T. Rzewuski

Prezes

Inż. Al. Bobkowski

KOMISJA PRZECIWOŻAROWA

Jak donosiliśmy już w poprzednich komunikatach Ko-
misja łącznie ze Związkiem Straży Pożarnych wyjednała w
Ministerstwie Spraw Wewnętrznych akceptację budowy pieca
badawczego na Żoliborzu przy ośrodku Straży Pożarnych.
Obecnie Ośrodek wykańcza się całkowicie. W jego prawym
skrzydle wykonano halę przeznaczoną na pomieszczenie pieca,
zaopatrzoną w odpowiedniej wielkości otwory drzwiowe dla
wyciągania na zewnątrz próbnych ścian i elementów kon-
strukcyjnych.

Konstrukcja samego pieca nie została jeszcze definityw-
nie opracowana; przywiezione ze Sztokholmu przez inż. M.
Rogowskiego, przewodniczącego Komisji, dane o urządzeniu
pieców szwedzkich zostały przedstawione Ministerstwu Spraw
Wewnętrznych i w związku z tym prawdopodobnie pierw-
otny projekt pieca ulegnie pewnym modyfikacjom, Ko-
misja bowiem dąży do tego, aby wybudowany piec był
najnowocześniejszym i najlepszym piecem tego rodzaju.

UBEZPIECZENIA

Podajemy do wiadomości Kolegów, że p. Rafał Na-
wrocki, Al. 3 maja 7, tel. 349-87, (w godz. od 9 — 17 i
873-66 (w godz. 18 — 21), załatwia w Powszechnym Za-
kładzie Ubezpieczeń Wzajemnych na wyjątkowo dogodnych
warunkach dla naszych członków wszelkie ubezpieczenia,
jako to: pożarowe, kradzieżowe, odpowiedzialność cywil-
na, auto-casco oraz inne ubezpieczenia specjalne.

NAKŁADEM MINISTERSTWA SPRAW WEWNĘTRZNYCH
POD KIEROWNICTWEM

Inż. Arch. MIECZYŚŁAWA SURWIŁŁY
WYDANE ZOSTAŁO DZIEŁO

ANALIZA ROBÓT BUDOWLANYCH

Dzieło to składa się z 2 części:

Część 1. Podstawy analityczne robót budowlanych.

Część 2. Przedmiar, analiza cen i kosztorys robót budowlanych.

Ogólna objętość dzieła wynosi 800 stron (50 arkuszy) formatu znormalizowanego A⁴ (210×297).

„Analiza Robót Budowlanych” w myśl okólnika Min. Spraw Wewnętrznych Nr 18 z dnia 11.V.1938 r. (Dz. Urz. M. S. Wewn. Nr. 15/38) normować będzie stosunek między budującymi władzami podległymi Ministerstwu Spraw Wewnętrznych a wykonawcami budowy; obejmuje ona w części 1-iej ustalone normy wydajności robocizny i zużycia materiałów budowlanych, niezbędne do jednolitego traktowania na terenie całej Rzeczypospolitej przy sporządzaniu kosztorysów na roboty budowlane, zaś w części 2-iej orientacyjny przykład zastosowania tych norm według jednego ustalonego typu sporządzania przedmiaru do obliczenia ilości robót, analizy cen i kosztorysu tych robót.

Cena obydwu części wynosi zł 18.

Przy zamówieniach zbiorowych (ponad 10 egz.) udziela się opustu 10%.

Wymienione dzieło nabyć można w Ministerstwie Spraw Wewnętrznych w Warszawie, Nowy Świat 69, Dzien. Urzęd. Min. Spraw Wewnętrznych (tel. 663-97) lub zamawiać drogą wpłaty na konto czekowe w P.K.O. Nr 30.197 „Dziennik Urzędowy Ministerstwa Spraw Wewnętrznych” z podaniem tytułu wpłaty i adresu zamawiającego.