

ĆWICZENIA Z TECHNOLOGII BETONU NA WYDZIALE INŻYNIERJI WARSZAWSKIEJ POLITECHNIKI

Prof. inż. Wacław Paszkowski, Warszawa

Wychodząc z założenia, że studja politechniczne powinny dać absolwentowi nie tylko przygotowanie teoretyczne, ale też w pewnych choćby szczególnych granicach, umiejętności praktyczne, pozwalające mu stosować z powodzeniem nabytą wiedzę do zagadnień inżynierskich, wprowadzono na Wydziale Inżynierji ćwiczenia laboratoryjne z technologii betonu.

Przedmiot ten szczególnie wymaga ćwiczeń laboratoryjnych, gdyż, jak każdy przedmiot technologiczny, operujący splotem zjawisk fizykalnych, jest mało zrozumiały dla studenta dopóki ten nie zetknął się z materiałem osobiście i nie miał możliwości zaobserwowania zbliska jego zachowania się przy przeróbce.

Nienajmniejszej wagi sprawą jest fakt, że literatura tego przedmiotu zawiera wiele rozbieżności, do których ustosunkowanie się krytyczne musi się opierać przede wszystkim na badaniach doświadczalnych. Do stosowania takich badań w praktyce ćwiczenia te mają studenta zaprawić i zachęcić. Teoretyczna strona zagadnienia stanowi przedmiot wykładów na semestrze IV-ym, zaś na semestrze V-ym i VI-ym są prowadzone wspomniane ćwiczenia laboratoryjne. Program składa się z dwóch części:

- A) wykonanie betonu o zgóry zadanych właściwościach z danych materiałów i skontrolowanie tych własności w gotowym betonie;
- B) a) rozpoznanie szkodliwych zanieczyszczeń w danym kruszywie (pyłów, zanieczyszczeń organicznych), b) wyznaczenie wilgotności

kruszywa i jego spulchnienia jako danych do korekty odmierzeń objętościowych lub wagowych.

Sprzęt. Przy doborze sprzętu do wykonywania powyższych czynności laboratoryjnych miało na widoku przede wszystkim normy PN/B — 196, a następnie taniość, prostotę i krajowe pochodzenie przyrządów o dokładności dostatecznej dla zadań praktyki inżynierskiej. Sprzęt zastosowany do opisywanych ćwiczeń może stanowić wyposażenie każdego analogicznego laboratorium na budowie.

Wobec konieczności przeprowadzenia ćwiczeń w ciągu roku akademickiego przez mniej więcej 150 studentów przygotowano trzy jednakowe warsztaty w postaci stołów o odpowiednich wymiarach (fig. 1). Na wyposażenie każdego warsztatu składają się następujące przyrządy:

- 1) Waga talerzowa o udźwigu 5 kg z kompletem odważników (fig. 2).
- 2) Komplet sit normalnych podług PN/B — 196 wraz z kilkoma talerzami blaszanymi do zsypywania kruszywa i oddzielnych frakcyj (fig. 3).
- 3) Mensura szklana, cylindryczna o pojemności 500 cm³ (rys. 4).
- 4) 6 foremek normalnych walcowych do próbek betonu \varnothing 8 cm (fig. 5) podług PN/B — 196.
- 5) Miska żelazna o pojemności około 5 litrów wraz z żelazną łyżką do mieszania betonu (fig. 6).
- 6) Drobne narzędzia: ubijak drewniany, łopatką stalową i szufla (fig. 6).

- 7) Bak blaszany z wodą do przechowywania próbek betonowych.

Poza tem, wspólne dla wszystkich warsztatów, przyrządy następujące:

- 8) Stolik wstrząsowy \varnothing 40 cm do wyznaczania rozplywu wraz z foremką stożkową o wymiarach $h = 16$ cm, \varnothing 8 i \varnothing 16 cm (mniejszych niż normalna przewidziana do badania opadu, fig. 7).
- 9) Objętościomierz, składający się z

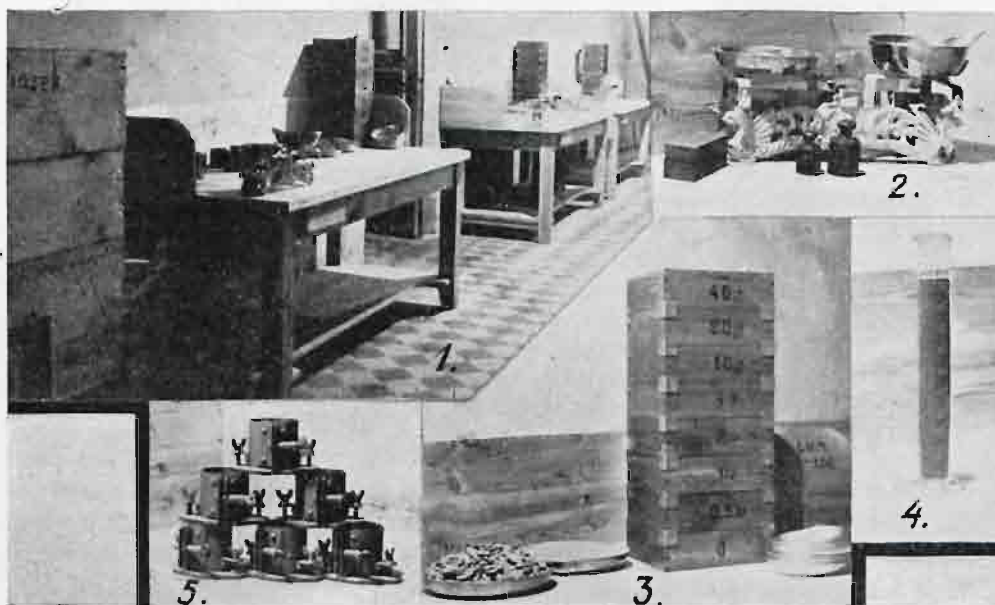


Fig. 1 do 5.

rury żelaznej \varnothing 100 mm w świetle z dnem przymocowanym na śrubach o pojemności = 3,2 l i z ubijakiem płaskim (fig. 8) do wyznaczania objętości kruszywa, jego ciężaru objętościowego oraz objętości betonu.

- 10) Volumenometr metalowy o pojemności około 2,5 l, kalibrowany, do wyznaczania wilgotności kruszywa oraz ciężaru właściwego tegoż (fig. 9).

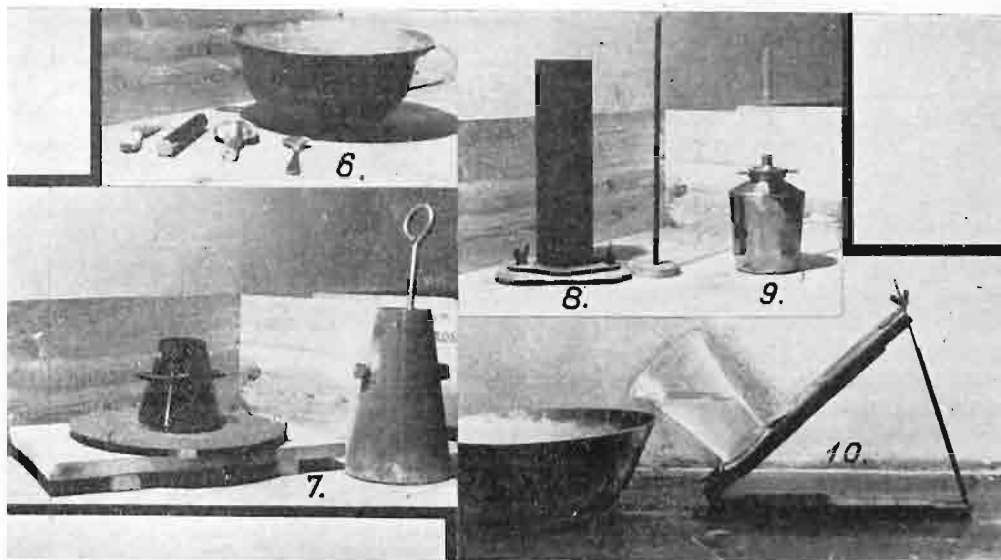


Fig. 6 do 10.

KATEDRA ŻELAZOBETONU POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ											
Prof. W. Paszkowski											
PROJEKTOWANIE BETONU dla założonej wytrzymałości, ciężkości i urabialności										Nr	dn.
Założenia $c/w =$ mm $R_{28} =$ (c/w = 0.5) = kg/cm^2										193 r.	
Piaszek Miel $F_1 =$ kg/l				Zwir Tłuczeń $G_1 =$ kg/l				Piaszek Miel x Zwir Tłuczeń x			
Frakcja	%-wa zawartość	Wskaznik wody	Iloczyn 2×3	Frakcja	%-wa zawartość	Wskaznik wody	Iloczyn 2×3	Wskaznik spec.	Iloczyn 2×5	Pow. jedn.	Iloczyn 2×7
1	2	3	4	1	2	3	4	5	6	7	8
0/0.05				2/4							
0.05/0.1				4/10							
0.1/0.5				10/20							
0.5/1.0				20/40							
1.0/2.0				40/80							
Sumy											
$w_f =$ kg				$w_c =$ kg				$m =$ kg			
$S_1 =$ dm ³											
$Z_1 = m - \frac{G_1}{2.65} =$				$\frac{c}{w} = b = \frac{c/w}{1 - 0.23 \frac{c}{w}} =$							
$x = \frac{Z_1 - w_f G_1 (1 + 0.55 b)}{0.38 + w_f (1 + 0.55 b)} =$ kg				$c = b w_f =$ kg							
$w_b = w_f x + w_f G_1 =$ kg				$w = w_b + 0.23 c =$ kg							
Ilości na 1 m ³ betonu		Cementu		Piasku		Zwiru		Wody		$\frac{C_{kg}}{W} =$	
Wagowo w kg		$C_{kg} = 1000 \frac{c}{m} =$		$F_{kg} = 1000 \frac{x}{m} =$		$G_{kg} = 1000 \frac{G_1}{m} =$		$W = 1000 \frac{w}{m} =$		$\frac{F_{kg}}{C_{kg} + G_{kg}} =$	
Objętości laborat. w l		$\frac{C_{kg}}{1.2} =$		$\frac{F_{kg}}{1.3} =$		$\frac{G_{kg}}{1.1} =$		$W =$		$W - 0.06 F_2 =$	
Objętości robocze w l		1		1		1		1		1	
Sprawdzenie objętości absolutnej		$\frac{C_{kg}}{3.1} + \frac{F_{kg} + G_{kg}}{2.65} + W =$		1		1		1		1	
Sprawdzenie objętości zaprawy		$\frac{c}{3.1} + w + \frac{x}{2.65} =$		1		1		1		1	
Jamistość		$k = Z_1, G_1, S_1 =$		mm		mm		mm		mm	

100
90
80
70
60
50
40
30
20
10

0 0.1 0.5 1 2

0.1 0.5 1 2

100
90
80
70
60
50
40
30
20
10

0 0.1 0.5 1 2

0.1 0.5 1 2

Rys. 11

- 11) Pyłomierz podług PN/B — 196 (fig. 10).
 12) Rozczyn 3% NaOH i butelki do badania zanieczyszczeń organicznych.
 13) Zbiorniki piasku, żwiru i cementu.

Przyrządy są dostosowane do zarobu betonu o objętości 3 litrów. Jest to porcja, którą student wykonywa z obliczonej ilości składników, bada jej objętość (objętościomierzem p. 9 na 3,2 litra pojemności) i rozplyw (stożek rozplywowy ma 2,5 litra pojemności), wreszcie wykonywa 6 próbek typu C ($6 \times 0.4 = 2.4$ litra betonu). Stożek opadowy normalny ma około 5,5 litra objętości, co wymagało przygotowania tak dużej porcji betonu, niepotrzebnie obciążając studenta większą pracą fizyczną; dlatego jest wprowadzony stolik wstrząsowy i odpowiadający temu sposobowi badania, mniejszy stożek.

Zadania. A. *Zadania pierwszej części programu* mają na celu przereobienie przez studenta całkowitego cyklu operacji od otrzymania kruszywa do uzyskania betonu o zgóry zadanych własnościach. Stosuje się metodę doświadczalno-obliczeniową¹⁾, dzięki czemu zadanie jest zupełnie określone, a wyniki łatwe do skontrolowania na drodze doświadczalnej.

Zadania są dwu rodzaj: 1) wykonać beton o zadanym c/w i 2) wykonać beton o zadanej ilości cementu na 1 m³ betonu ubitego.

¹⁾ Por. prace autora ogłoszone w „Przeglądzie Technicznym” Nr. 2 i 3 r. 1934 i Nr. 5 i 6 r. 1935.

W każdym z tych wypadków może być zadana różna grubość warstwy otulającej, charakteryzująca urabialność (r w granicach od 1 do 3 mm), oraz różny stopień ciekości betonu, (ubijalny, półciekły i ciekły). Ponieważ jednak w ogromnej ilości wypadków beton półciekły jest na robotach najwłaściwszy, przeważnie ten stopień ciekości jest zadawany. Celem urozmaicenia zadań i jednocześnie zaznajomienia się z odpowiednimi zjawiskami, uziarnienie żwiru zadaje się z eliminowaniem tych czy innych frakcyj.

Celem ułatwienia przeprowadzenia obliczeń i orjentowania się w otrzymanych wynikach doświadczalnych, do każdego rodzaju zadań są przygotowane drukowane schematy (rys. 11 i rys. 12), zawierające tabele do zestawień uziarnienia i wartości, wpływających bezpośrednio z uziarnienia, formuły i miejsce na ich rozwiązanie i zanotowanie wyników, wreszcie siatki współrzędnych do wykreślenia otrzymanych krzywych przesiewu piasku i żwiru oddzielnie, oraz łącznej krzywej przesiewu, wynikającej z rozwiązania zadania.

Po otrzymaniu przez studenta około 2 l piasku i 4 l żwiru (lub tłucznia) w stanie powietrzno-suchym, wolnym od zanieczyszczeń, jego czynności laboratoryjne mają następujący przebieg:

a) Przesianie piasku przez sito $\equiv 2$ i odrzucenie pozostałości na tem sicie; następnie przy pomocy sit i wagi znalezienie uziarnienia piasku o frakcjach 0/2,0 i wpisanie do odpowiednich rubryk schematu.

b) Przesianie żwiru przez serię sit 2/40 (ewent. odrzucenie niektórych frakcyj stosownie do zadania) i znalezienie uziarnienia pozostałości oraz wpisanie do odpowiednich rubryk na schemacie.

c) Wykreślenie na siatce rzędnych krzywych przesiewu, przyjętych do ćwiczenia kruszyw (piasku i żwiru) stosownie do zbadanych w punkcie a) i b) uziarnień.

d) Obliczenie w tabelach schematu: wody żądanej przy kg piasku w_f , wody żądanej przy kg żwiru w_g , oraz spęcznienia m przy zadanym r .

e) Dokładne zmieszanie rozdzielonych sitami frakcyj piasku i wyznaczenie ciężaru objętościowego F_1 piasku najściślej ułożonego.

W tym celu posługujemy się mensurą np. w sposób następujący: wlewamy do mensury około 200 gr wody i dokładnie odważone 300 gr piasku. Przez potrząsanie wypędzamy powietrze i wywołujemy najściślej ułożenie się ziarn. Odczyta-

KATEDRA ŻELAZOBETONU POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ											
Prof. W. Paszkowski											
PROJEKTOWANIE BETONU dla założonej ilości cementu, ciekości i urabialności										Nr.	dn.
Założenia		$C_{kg} =$	$r =$	mm	$R_{28} =$	$(w - 0.5) =$	kg/cm ³	Piasek Miał z		Zwir Tłuczeń z	
Piasek Miał $F_1 =$		kg/l		Zwir Tłuczeń $G_1 =$		kg/l					
Frakcja	%-wa zawartość	Wskaznik wody	Iloczyn 2 x 3	Frakcja	%-wa zawartość	Wskaznik wody	Iloczyn 2 x 3	Wskaznik specz.	Iloczyn 2 x 5	Pow. jedn.	Iloczyn 2 x 7
1	2	3	4	1	2	3	4	5	6	7	8
0/0.05				2/4							
0.05/0.1				4/10							
0.1/0.5				10/20							
0.5/1.0				20/40							
1.0/2.0				40/80							
Sumy											
$w_f =$				$w_g =$				$m =$			
								$S_1 =$			
$F_{kg} = \frac{1000 - 0.55 C_{kg}}{0.38 + w_f} - \frac{1000 G_1}{m} \cdot \frac{0.38 + w_g}{0.38 + w_f} =$ kg											
$G_{kg} = \frac{1000 G_1}{m} =$ kg $Z = \frac{C_{kg}}{3.1} + \frac{F_{kg}}{2.65} + W =$ 1											
$W = 0.23 C_{kg} + w_f F_{kg} + w_g G_{kg} =$ kg $\frac{F_{kg}}{Z} =$ < F_1											
Ilość na 1 m ³ betonu		Cementu		Piasku		Żwiru		Wody		$C_{kg} \frac{F_{kg}}{W} =$	
Wagowo w kg		$C_{kg} =$		$F_{kg} =$		$G_{kg} = 1000 \frac{G_1}{m} =$		$W =$		$=$	
Objętości Jabot w l		$\frac{C_{kg}}{1.2}$		$\frac{F_{kg}}{1.3}$		$\frac{G_{kg}}{1.1}$		$W =$		$\frac{F_{kg}}{F_{kg} + G_{kg}} =$	
Objętości robocze w l				$\times 1.3$		$\times 1.1$		$W - 0.06 F_{kg}$			
Sprawdzenie objętości absolutnej				$\frac{C_{kg}}{3.1} + \frac{F_{kg}}{2.65} + W =$				1			
Jamistość				$k = Z \cdot C_{kg} S_1 =$				mm			

Frakcja

Frakcja

Frakcja

Rys. 12.

nie objętości, zajętej przez piasek w mensurze daje możliwość obliczenia F_1 z dostateczną dokładnością²⁾.

f) Dokładne zmieszanie rozdzielonych sitami frakcyj żwiru i wyznaczenie ciężaru objętościowego G_1 żwiru najściślej ułożonego. W tym celu posługujemy się objętościomierzem (fig. 8), do którego wysypujemy potrząsając i lekko ubijając dokładnie odważone np. 3 kg żwiru. Zmierzenie objętości, którą żwir zajmie w rurze objętościomierza, pozwala na obliczenie G_1 .

g) Przeprowadzenie obliczenia wagowej ilości składników (cementu, piasku, żwiru i wody) na 1 m³ betonu, posilując się powyżej otrzymanymi danymi oraz warunkami zadania (wzory i obliczenie na schemacie) i wykreślenie łącznej krzywej uziarnienia.

²⁾ Z mniejszą nieco dokładnością bywa do tego celu stosowany objętościomierz (fig. 8), tak jak do żwiru p. f).

h) Obliczenie ilości składników, potrzebnych do wykonania 3 l betonu.

i) Odważenie składników obliczonych w p. h) i zmieszanie ich w misce (fig. 6).

k) Zbadanie rozptywu (ciekłości) uzyskanego betonu na stoliku wstrząsowym (fig. 7). Zapelniamy mały stożek, stojący na środku stolika wykonanym w p. i) betonem, zdejmujemy stożek i podnosimy 15 razy stolik na wysokość 1,5 cm, dając mu za każdym razem spaść z tej wysokości. Rozptyw mierzymy jako stosunek średnicy placka betonowego (średnia z największej i najmniejszej średnicy) na stoliku do średnicy podstawy stożka (16 cm). Dla betonu półciekłego stosunek ten powinien być około 1,5.

l) Zmierzenie objętości uzyskanego w punkcie i) betonu w objętościomierzu (fig. 8, powinno być 3 litry).

m) Zapelnienie betonem, uzyskanym w p. i), sześciu foremek walcowych (fig. 5).

n) Wyjęcie nazajutrz próbek z foremek, umieszczenie próbek w baku z wodą i oczyszczenie foremek.

o)) Po 7-miu lub 28-miu dniach wyjęcie próbek z wody, zgniecenie ich w prasie probierczej i zanotowaniu wytrzymałości na ściskanie, którą próbki wykazały.

Uwaga do p. k), l) i m). Używając tej samej porcji betonu do tych trzech czynności, należy pamiętać by najstaranniej usunąć c a ł y materiał ze stolika wstrząsowego, a następnie z objętościomierza.

p) Porównanie otrzymanych wyników wytrzymałościowych z jednym z wzorów n. p. z wzorem Bolomey'a.

$$R_7 = 180 \left(\frac{c}{w} - 0,89 \right)$$

$$R_{28} = 222 \left(\frac{c}{w} - 0,73 \right)^{1)}$$

W zadaniach II rodzaju (gdy jest zadana ilość cementu na 1 m³ betonu), należy obliczyć c/w i wstawić tę wartość do powyższych wzorów.

B. Zadanie drugiej części programu.

a') W próbce piasku, zawierającej pyły, wyznacza się przy pomocy pyłomierza (rys. 12) zgodnie z PN/B — 196 zawartość szkodliwych pyłów.

a'') W próbce kruszywa, zawierającej zanieczyszczenia organiczne, rozpoznaje się ich obecność przez zabarwienie przy pomocy roztworu ługu sodowego zgodnie z normą PN/B — 196.

b') W próbce piasku, zawierającej wilgoć, wyznacza się zawartość wilgoci przy pomocy volumetru (fig. 9) sposobem następującym:

Niech będzie kalibrowana objętość V litrów volumetru do rysy na rurce szklanej. Odważamy dokładnie (około 2 kg) wilgotnego piasku (lub żwiru) K_w kg i umieszczamy w przyrządzie. Wygodnie jest starować przyrząd wraz z wilgotnym

piaskiem na wadze. Dolewamy do przyrządu otwartego prawie dopelną wody i starannie mieszamy ją z piaskiem, poczem zamykamy przyrząd i dolewamy wody aż do rysy na rurce. Przez potrząsanie i pochylanie przyrządu i przy pomocy pipety, wchodzącej do rurki, usuwamy pęcherzyki powietrza, gromadzące się w rurce często w postaci piany. Gdy do rysy dochodzi wolna od pęcherzyków woda, ważymy ilość dolanej wody E . Oznaczamy ciężar wody wprowadzonej do przyrządu w postaci wilgoci przez e , zaś ciężar suchego piasku, będącego w przyrządzie przez K_s , więc

$$K_w = K_s + e$$

Z drugiej strony całkowita objętość volumetru będzie $V = \frac{K_s}{\gamma} + E + e$, gdzie γ = wiadomy ciężar właściwy piasku, skąd:

$$e = \frac{V - \left(\frac{K_s}{\gamma} + E \right)}{1 - \frac{1}{\gamma}},$$

zaś w 1 kilogramie kruszywa wilgotnego będzie $e_1 = \frac{e}{K_w}$ kg wody.

b'') Dalej wyznaczamy przy pomocy objętościomierza (fig. 8) ciężar 1 l wilgotnego nieco spulchnionego piasku F_w . Na zasadzie poprzedniego wyznaczenia jest wiadomy ciężar 1 l suchego najściślej ułożonego piasku F_1 .

Przechodząc od ilości objętościowych laboratoryjnych, t. zn. liczonych dla piasku suchego, najściślej ułożonego, do ilości objętościowych „roboczych”, t. zn. dla materiału nieco spulchnionego i wilgotnego, spotykamy się z zadaniem: w ilu litrach piasku wilgotnego znajduje się $\frac{F_{K_g}}{F_1} = F_o$

litrów piasku suchego?

W jednym litrze piasku wilgotnego mamy $\frac{F_w(1-e_1)}{F_1}$ litrów piasku suchego a więc należy wziąć

$$F_o : \frac{F_w(1-e_1)}{F_1} = F_o \cdot \frac{F_1}{F_w(1-e_1)}$$

litrów piasku wilgotnego, ażeby wprowadzić do betonu F_o litrów piasku suchego. Spółczynnik $\frac{F_1}{F_w(1-e_1)}$ jest przyjęty na schematach średnio równy 1,3.

Drugie zadanie: w ilu litrach piasku wilgotnego znajduje się F_{K_g} piasku suchego? Zważywszy, że

$$F_o = \frac{F_{K_g}}{F_1} \text{ otrzymamy}$$

$$\frac{F_{K_g}}{F_1} \cdot \frac{F_1}{F_w(1-e_1)} = F_{K_g} \cdot \frac{1}{F_w(1-e_1)}$$

Przez wyznaczenie F_w i e_1 , przeliczenia te mogą być szybko wykonane w miarę zmieniania się na

¹⁾ Spółczynniki liczbowe tych wzorów zostały wyprowadzone z pracy badawczej por. M. Kalenkiewicza „Przegląd Techniczny” 1934 r. Nr. 24.

budowie wilgotności piasku wskutek zmian atmosferycznych.

We wszystkich wypadkach, gdy chodzi o dużą ścisłość w dozowaniu betonu, powinno ono być czynione na wagę, a nie na objętość, gdyż wówczas

nie wchodzi w rachubę wartość F_w (ciężar litra piasku wilgotnego nieco spulchnionego) bardzo zmienna i trudna do wyznaczenia, lecz wchodzi jedynie wartość e_1 , wyznaczana szybko i ściśle przy pomocy volumenometru.

PRZEZ WIEDZĘ DO ŚMIAŁYCH KONSTRUKCYJ

Inż. Tadeusz Trojanowski, Warszawa

Budownictwo — to walka z siłami przyrody, wśród których 90% stanowi siła powszechnego ciężenia. Stając do tej walki, człowiek wyposażony jest w

- 1) intelekt,
- 2) ręce do pracy,
- 3) maszyny i narzędzia ku pomocy, lub zastąpieniu tych rąk,
- 4) pewien sortyment materiałów budowlanych.

O ile w niektórych innych gałęziach twórczości ludzkiej dominującą rolę co do kosztów grają dwa, a czasami trzy pierwsze czynniki, o tyle, jak dotychczas, w budownictwie środek ciężkości kosztów leży w tym czwartym czynniku — w materiałach.

Ten ważny nasz środek do walki z siłą ciężkości jest też niestety nią obciążony: każdy materiał, pracując przeciwko sile ciężkości, musi częściowo zwalczać ją w sobie. Są materiały, których zdolność do pracy jest znikoma, a ciężar własny, t. j. to przymusowe jego osłabienie, duże — i takimi materiałami niewiele się robi. Są jednak inne, stosunkowo mało ważące w porównaniu z dużą zdolnością do pracy. Weźmy, jako wykładnik tej zdolności, stosunek dopuszczalnych naprężeń do ciężaru własnego, wówczas otrzymamy:

$$\begin{array}{ll} 1) \text{ żelazo } \frac{1200}{7,8} = 155 & 3) \text{ beton } \frac{40}{2,4} = 16,7 \\ 2) \text{ drzewo } \frac{100}{0,65} = 155 & 4) \text{ mur } \frac{10}{1,6} = 6 \end{array}$$

Widać, że żelazo i drzewo są pod tym względem równowartościowe, beton jest znacznie gorszy, nie mówiąc już o murze.

Wyczuła tę kwestję budowa maszyn: w jej twórczości, gdzie wszystko jest w ruchu, gdzie zwraca się uwagę na duże wyzyskanie materiałów i niema miejsca na zbędne ciężary — beton się nie przyjął.

Budownictwo — którego dzieła są zawsze w stanie spoczynku, nie zwróciło uwagi na tę okoliczność — posługując się materiałami tak mało pod wyżej wspomnianym względem wydajnymi, że beton wśród nich był luminarzem. W tej aureoli wszedł on i do konstrukcyj żelbetowych, gdzie darowano mu jego duży ciężar w porównaniu z wytrzymałością i pozwolono nawet nie pracować na rozciąganie. Zresztą pochodziło to raczej nie tyle z dobrego serca, ile z braku umiejętności w projektowaniu, obliczeniu statycznym i wykonaniu tego zespołu. Do niedawna jeszcze roboty żelbetowe uważane były za coś z zakresu czarnej magji. Doniedawna jeszcze ci, co posiadli tę nietrudną zresztą tajemnicę, schronili ją przed szerszym ogółem, nadając jej dużo więcej tajemniczości, niż jest jej w rzeczywistości.

Dziś to przeszło. Szerszy ogół zna już żelbetowe konstrukcje, chce je stosować — wstrzymuje

go jednak od tego bardzo często stosunkowo duży koszt. Koszt ten w znacznej części pochodzi od użycia drogich materiałów, a z drugiej strony produkt z tych drogich materiałów jest stosunkowo mało obciążony w porównaniu do swego ciężaru.

Palące staje się wobec tego zagadnienie lepszego wyzyskania betonu, powiększając dopuszczalne w nim naprężenia, a tem samem zmniejszając wymiary konstrukcji i jej ciężar, co razem wzięte wydatnie wpłynie na zmniejszenie jej kosztu.

Technologia betonu, metody obliczeń statycznych, możliwości sprawdzenia wyników tak pierwszej, jak i drugiej — są już dziś na tyle zaawansowane, że za niedołęstwo uważaćby należało chowanie się za zbyt dużymi współczynnikami bezpieczeństwa. Beton posiada tyle walorów, że warto jest go uszlachetnić. Na uszlachetnienie zasługuje również i mur. Główny składnik, cegłę, potrafimy dziś robić w tak wysokich gatunkach, że wytrzymałość nierzadko przekracza 200 kg/cm², dochodząc nawet do 300 kg/cm², podczas gdy naprężenie na ściskanie rzadko przekracza 10 kg/cm². Tak niewspółmiernie niskie dopuszczalne naprężenie zawdzięczać musimy materiałowi wiążącemu, uzależniającemu swe wiązanie od wpływów przypadkowych, jakim jest zaprawa wapienna i niedbalstwu w robocie.

Wykonując mury na zaprawie cementowej i według wysokiej sztuki murarskiej, otrzymamy na ściskanie nie gorsze elementy konstrukcyjne, niż beton. W murze płaszczyzny łączenia się prostopadłe do kierunku działania siły, w betonie są one najrozmaitsze; nacisk na filar murowany powiększa tarcie między cegłami i zaprawą, nacisk na słup betonowy rozpycha go na boki i miażdży, wypychając nieprawidłowej formy kawały kruszywa między inne im podobne. Przyjmując, że wiążąca właściwość zaprawy w obu wypadkach jest jednakowa, mamy przy słupie murowanym tą wyższość, że będzie on stał dobrze powiązany nawet na sucho bez zaprawy i może nawet przyjąć obciążenie, a słupa z kruszywa zrobić nie można bez cementu. Na okoliczność tę zwrócono uwagę w najnowszych metodach budownictwa żelbetowego, jakimi są konstrukcje składane.

Niezdolność do przenoszenia naprężeń rozciągających przez mur, niewiele różniąc się od tejże niezdolności w betonie — może być usunięta drogą bardzo łatwego i słabego zbrojenia, o czym są już wzmianki w literaturze fachowej. Podobnie, jak dozowaniem cementu możemy zmieniać wytrzymałość betonu, tak samo dozowaniem cementu do zaprawy możemy zmniejszać wytrzymałość muru, posuwając się od fundamentów ku górnym kondygnacjom budynku.

Rozporządzamy sporym zasobem wiedzy, mało go jednak stosujemy w praktyce. Pewna ociężałość,

czy obawa przed katastrofą, czy też nieumiejętność zorganizowania pracy, każe nam chować się za dużymi współczynnikami bezpieczeństwa 4 — 5 i więcej, jak było przed wiekami. Będąc najstarszą dziedziną techniki, pomimo znacznych zdobyczy, budownictwo jest zarazem najbardziej konserwatywne. Konserwatyzm ten, między innymi, wyraża się w marnotrawstwie materiałów budowlanych.

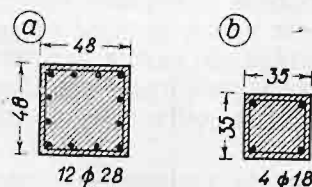
Za $1/10$ część niepotrzebnie zmarnowanych materiałów można zaszczerpić gruntowną i rozległą wiedzę budowlaną takiej liczbie ludzi, która zastąpiłaby działających dziś dyletantów, budowniczych-amatorów.

Budownictwo — to fach dużej skali, którego obiekty nierzadko wchodzą w setki tysięcy. Obracać setkami tysięcy nie każdemu wolno: jeden je zmarnuje przez nadmierną ostrożność, graniczącą z tchórzostwem, a płynącą z braku dostatecznej wiedzy, inny zmarnuje te fundusze przez niedostateczną trwałość budowli — płynącą również z ignorancji. Dobrze zużytkuje je ten, kto zasobny w dużą wiedzę potrafi ją śmiało stosować, ten, który potrafi budowlę dobrze zaprojektować, dobrze wykonać, mając na uwadze, że celem obliczeń i projektów inżynierskich jest stworzyć nietylko coś, co się nie zawali (nie zawali się i stos kamieni), ale również wyzyskać jak najbardziej własności wytrzymałościowe konstrukcji.

Jest kwestią czystej kalkulacji, czy, przyznając się do niedołęstwa, przesadzać w wymiarach konstrukcji, czy też, ufając sobie, zapewnić budowli należyłą jakość, wyzyskując ją jednak jak najbardziej.

Pierwszym posunięciem w tym kierunku byłoby zmniejszenie współczynników bezpieczeństwa, jako rekompensata za doskonałe wykonanie.

Prosty przykład cyfrowy najlepiej tę rzecz ilustruje. Słup żelbetowy ma obciążenie $P = 100$ tonn. Można go wykonać sposobem prymitywnym, bez badań laboratoryjnych, niedość wykwalifikowanymi siłami, przy słabym nadzorze, mocno zbrojąc ze strachu przed wypadkiem, przy dopuszczalnym $\sigma_b = 30$ kg/cm², otrzymamy wówczas przekrój z rys. 1a. Koszt jego wyniesie około 40



Rys. 1.

$q = 550$ kg/mb	290 kg/mb
$r : m = 0,35$	0,60
koszt = 40 zł./mb	19 zł./mb

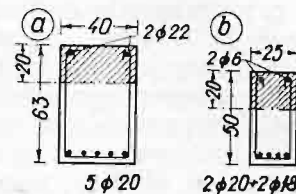
zł./mb, w czym stosunek robocizny do materiału $r : m = 0,35$, ciężar własny $q = 550$ kg/mb.

Zobaczmy teraz, ile będzie kosztował słup dobrze zaprojektowany z oszczędnym zbrojeniem, z betonu również dobrze zaprojektowanego, wykonany

przez dobre siły fachowe, przy zmechanizowaniu produkcji, z zachowaniem wszystkich warunków $PN/B - 195$, z pogwałceniem jedynie współczynnika bezpieczeństwa, ale za to pod wysoko wykwalifikowanym nadzorem.

Nie jest rzadkością otrzymanie w tych warunkach walcowej wytrzymałości betonu $R_{28} = 225$ kg/cm² (przy 300 kg/m³ cementu). Stosując zamiast dozwolonego przez przepisy współczynnika na ściskanie osiowe 0,22, nieco większy 0,33 (ten z większym współczynnikiem bezpieczeństwa) otrzymamy dopuszczalne naprężenie $\sigma_b = 0,33 \times 225 = 75$ kg/cm². Słup wówczas przy $F_s = 0,8\%$ przekroju wypadnie zgodnie z rys. 1b. Koszt jego pomimo wyższej jakości materiału i robocizny wyniesie około 19 zł./mb, t. j. około 50% poprzedniego. Stosunek robocizny do materiału $r : m = 0,60$, a ciężar własny (ten grzech pierworodny każdego materiału budowlanego, każdej konstrukcji) 290 kg/mb, t. j. około połowy ciężaru słupa poprzedniego.

Drugi analogiczny przykład, to belka pracująca na moment gnący ok. 10.000 kg/m (rys. 2a i b).



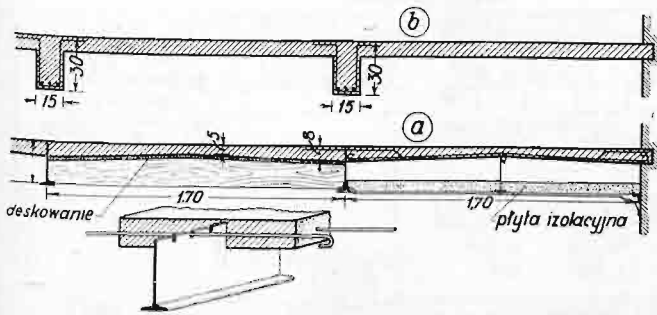
Rys. 2.

$q = 600$ kg/mb	300 kg/mb
$r : m = 0,38$	0,55
koszt = 29 zł./mb	17 zł./mb
pracująca część przekroju = 32%	40%

Belka a obliczona jest na $\sigma_b = 40$ kg/cm², $\sigma_s = 1200$ kg/cm². Belka b — na $\sigma_b = 0,40 \times 225 = 90$ kg/cm², $\sigma_s = 1800$ kg/cm². Założenia śmiałe, ale realne przy wysokiej jakości materiałów. robocizny, nadzoru i mechanizacji w drugim wypadku. Belka a waży 600 kg/mb, belka b tylko 300 kg/mb. Pierwsza kosztuje 29 zł./mb, druga 17 zł./mb, t. j. 60% kosztu pierwszej. Stosunek robocizny do materiału w belce, a — $r : m = 0,38$, w belce b — 0,55.

Były to dwa najprostsze przykłady różnicy kosztu. W konstrukcjach bardziej skomplikowanych, gdzie w grę wchodzi statyczna niewyznaczalność, temperatura, momenty bezwładności przekrojów i t. p. może być ona jeszcze większa. W obu tych przykładach wydatnie podniesiono stosunek kosztu robocizny do materiału, jest to wyraz wiary w wiedzę i sprawność ludzką, należyte wynagrodzoną. Tej wiary, której brak w żądaniu dużych współczynników bezpieczeństwa. Tylko nieufność powołała je do życia, a nie obawa przed nagłymi zmianami, czy to obciążeń stałych, czy zmiennych, bo te mają jakoś solidniejszą opinię co do swej stałości. Ta nieufność kosztuje jednak bardzo dużo, dużo więcej niż opłacenie sił godnych zaufania. Czy nie warto się nad tem zastanowić?

Na zastanowienie zastępuje również proponowana przez niektórych inżynierów konstrukcja żelbetowa o belkach żelaznych (rys. 3a). Belki że-



Rys. 3.

Strop żelbetowy na belkach żelaznych

łazne mają przekrój teowy o wydłużonym środniku, specjalnie obrobionym w górnej części dla umożliwienia mu lepszej przyczepności do betonu. Wykonanie jest b. proste. Deskowanie ustawia się na dolnej stopce bez użycia stempli, na tej samej półeczce umieszcza się podsufitkę, czy siatkę. W sensie statycznym mamy do czynienia z żelazną belką dwuteową, w której górna stopka jest ustawiona pionowo i przedłuża środnik, a zastępuje ją beton. Oś obojętna wypada oczywiście dość wysoko; przekrój rozciągany żelaza może być wyzyskany całkowicie (w przeciwieństwie do próżniącego przekroju betonu w tym samym miejscu belek żelbetowych). Profil żelazny jest łatwy do wykonania; koszt całego stropu jest mniejszy, niż równorzędny pod względem statycznym żelbetowego rys. 3b. Obawy pożaru są zawsze do usunięcia.

Następny krok do lepszego wyzyskania zespołów konstrukcyjnych żelbetowych (lub betonowych), to uwzględnienie wpływu czasu na wytrzymałość betonu. Wpływ ten zaakcentować można, wprowadzając do § 12 przepisów PN/B — 195 obok tabelki punktu 2, zawierającej współczynnik zmniejszający, jeszcze dodatkową tabelkę współczynników w czasie. Tym sposobem naprężenie dopuszczalne stanowiłoby iloczyn trzech czynników: walcowej wytrzymałości R , współczynnika zmniejszającego K (współczynnika bezpieczeństwa) i współczynnika czasu T i wyrażałoby się formułą np. $\sigma_b = K \cdot T \cdot R$.

Przemawiają za tem następujące okoliczności: słup najniższej kondygnacji wielopiętrowej budowli pełne obliczeniowe obciążenie otrzymuje dopiero po jej całkowitem wykończeniu, t. j. po upływie 2 — 3 lat od wykonania słupa i śmiało może być obliczony według wytrzymałości walcowej, powiedzmy, 12-miesięcznej. Cienka dachowa płyta natomiast tego samego budynku otrzyma prawie pełne swe obciążenie niezwłocznie po rozdeskowaniu i słuszne jest przyjęcie dla niej, jako miarodajnej, wytrzymałości po 28 dniach. Niewielki mostek kolejowy, czy drogowy otrzyma obciążenie parowozem, czy walcem po zupełnem ukończeniu drogi, co następuje dopiero w wiele miesięcy po wykonaniu tej budowli i również obliczony być może według wytrzymałości próbek kilkumiesięcznych, w przeciwstawieniu do mostu wielkiego, gdzie prawie całe obliczone naprężenia wystąpią

w konstrukcji od ciężaru własnego zaraz po zdjęciu form.

Za podstawę do stworzenia tabl. 1 możnaby

Tabela I współczynników czasu T dla cementów portlandzkich normalnych

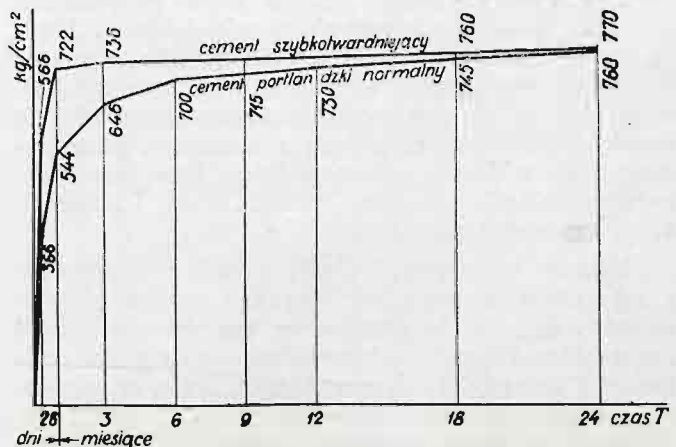
Czas	Współczynnik T
8 dni	0,66
28 „	1,00
2 mies.	1,10
3 „	1,20
4 „	1,25
6 „	1,30
1 rok	1,35
1½ roku	1,35
2 lata	1,35

przyjąć jakąś przeciętną krzywą wytrzymałościową naszych cementów portlandzkich normalnych. Inną tabelkę mogłyby mieć cementy szybkotwardniejące. (tabl. 2). Obie te tabelki zestawione zo-

Tabela II współczynników T dla cementów szybkotwardniejących

Czas w dniach	Współczynnik T
1	0,20
2	0,45
3	0,70
4	0,75
5	0,80
6	0,90
7	0,95
8	1,00
12	1,05
16	1,10
20	1,15
25	1,20
30	1,25

stały na podstawie krzywych wytrzymałościowych, podanych na rys. 4. Nie pretendują one do abso-



Rys. 4.

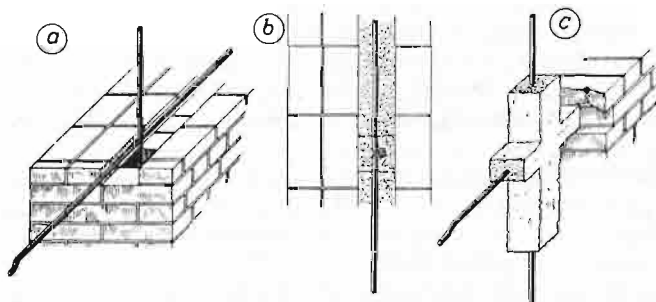
Krzywa wytrzymałościowa próbek cementowych 1:3.

lutnej doskonałości, są tylko przykładem. Tak np. słup, który dostałby pełne obciążenie od razu po rozdeskowaniu, wypadłoby liczyć przy $R_{28} = 180$ kg/cm² na naprężenie dopuszczalne $\sigma_b = K \cdot T \cdot R = 0,22 \times 1,00 \times 180 = 40$ kg/cm². Słup natomiast, w którym pełne obciążenie wystąpi dopiero po roku, można wyzyskać przy tej samej jakości betonu do naprężeń $\sigma_b = K \cdot T \cdot R = 0,22 \times 1,35 \times 180 = 54$ kg/cm². Przy ścisłym opracowaniu tych

tabelek należałoby wziąć pod uwagę również wpływ czasu na sprężystość i plastyczność betonu.

Trzecim etapem ulepszenia konstrukcji byłyby konstruowanie zespołów z gotowych elementów żelbetonowych. Przygotowanie elementów tych mogłoby odbywać się w warunkach fabrycznych, niemal laboratoryjnych, z zastosowaniem najnowszych metod pielęgnowania (np. traktowanie parą) z precyzyjnym montażem na miejscu budowy bez względu na warunki atmosferyczne.

Ulepszenie murów osiągnąć się da przede wszystkim przez zmianę zaprawy wyłącznie na cementową, następnie przez zbrojenie żelazem, a tem samem uodpornienie ich na siły rozciągające (rys. 5).



Rys. 5.

a) Kanały poziome i pionowe z ułożeniem żelazem, gotowe do zalania zaprawą cementową.

b) widok z góry kanału poziomego.

c) Rdzeń z zaprawy cem. 1 : 3 po rozbiórce muru.

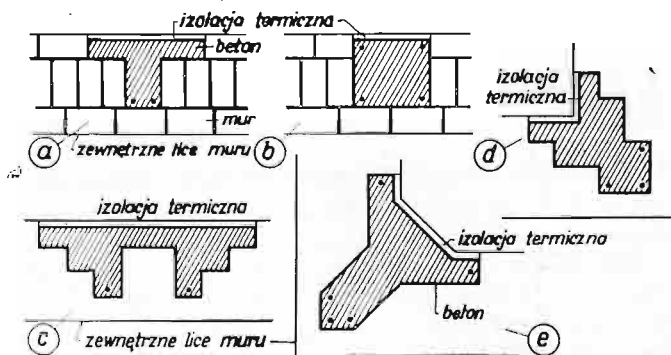
Siatka z prętów żelaznych uodparnia mur na siły rozciągające. Rdzeń z zaprawy cem. 1 : 3 stwarza między żelazem i murem dobre połączenie. Budynek z tak uzbrojonymi murami stanowi przestrzenną monolitową konstrukcję. Średnice prętów w zależności od potrzeby wahać się mogą od 6 — 30 mm.

Tak uszlachetniony mur w wielu wypadkach może się obyć bez konstrukcji szkieletowej. Moderne dziś konstrukcje szkieletowe żelazne, czy też żelbetowe najczęściej wypełniane są murem, którego rola w danym wypadku sprowadza się do funkcji izolatora cieplnego z zupełnym pominięciem jego wielkiej wytrzymałości. Mur konstrukcyjnie próżnuje, — nie walczy z siłą ciężkości, a jej się poddaje.

Można wykonywać jednocześnie murowanie z zabetonowywaniem we wnękach murów słupów żelbetonowych, wytwarzając w ten sposób zespół „mur-beton-żelazo”, odpowiednio statycznie obliczony z uwzględnieniem współczynników sprężystości wszystkich trzech składników (rys. 6). Konstrukcja wypadnie napewno tańsza, niż żelbetowa, wypełniona murem (około 30% oszczędności na betonie i żelazie).

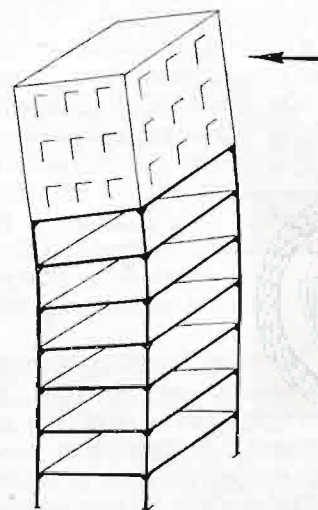
Jeszcze jedno zagadnienie odnośnie do wysokich budowli. Czy konieczne jest wyprowadza-

nie drogiego szkieletu żelaznego, lub żelbetowego pod sam dach? Parę najwyższych kondygnacji można wykonać wprost z muru zbrojonego wed-



Rys. 6. Przykłady przekrojów, jakie można nadać słupom żelbetonowym, odlanym bez deskowania we wnękach murów. Pozornie skomplikowane ich kształty łatwe są do wykonania ponieważ murowanie tych wnęk nie wymaga dokładności, odwrotnie — każda nierówność jest pożądana.

ług rys. 5 bez narażania ich na niebezpieczeństwo nawet przy dużych wahaniami od wiatru (rys. 7).



Rys. 7. Sztynny blok górnych kondygnacji budynku na giętym szkielecie kondygnacji pozostałych pod działaniem wiatru.

Sposobów udoskonalenia konstrukcji można mnożyć bez liku — wyżej podane, to tylko pewne wytyczne. Myśl, która temu wszystkiemu przyświeca, jest jedna: wyrwać wykonanie budowli z rąk rzemieślnika i oddać je w ręce inżyniera. Stworzyć w ten sposób liczne placówki pracy, stworzyć koniunkturę na inżyniera, podnieść zapotrzebowanie na niego, a tem samem i skalę jego zarobków. Wysokie nawet wynagrodzenia, wypłacane inżynierom-wytwórcom, będą się napewno opłacały wobec wybitnych oszczędności na materiałach. Przenosząc środek ciężkości kosztów budowy z materiałów na intelekt, jednocześnie koszty te znacznie zmniejszymy.

BUDOWA ELEWATORA ZBOŻOWEGO W PORCIE GDYŃSKIM DLA SPÓŁKI „ELEWATORY ZBOŻOWE W POLSCE” SP. Z O. O.

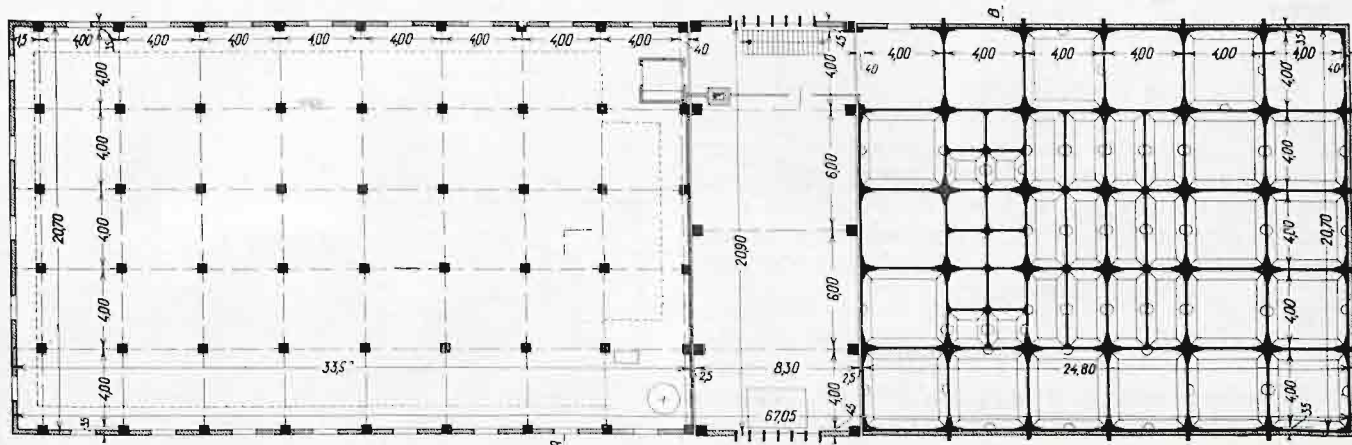
Inż. Michał Paszkowski, Warszawa

I. Wstęp

Przy opracowywaniu projektu budującego się obecnie elewatora zbożowego w porcie Gdynskim, którego jestem kierownikiem budowy, miałem na widoku, że oprócz czynności eksportujących winien ten elewator służyć również do przechowy-

nakże narazie nie będzie całkowicie zajęta. Budujący się elewator ma kształt prostokąta o wymiarach $69,90 \times 20,70$ m i zajmuje środkową część nadbrzeża Indyjskiego (rys. 1).

Budujący się elewator składa się zasadniczo z trzech części: 1) podłogowej, przeznaczonej do

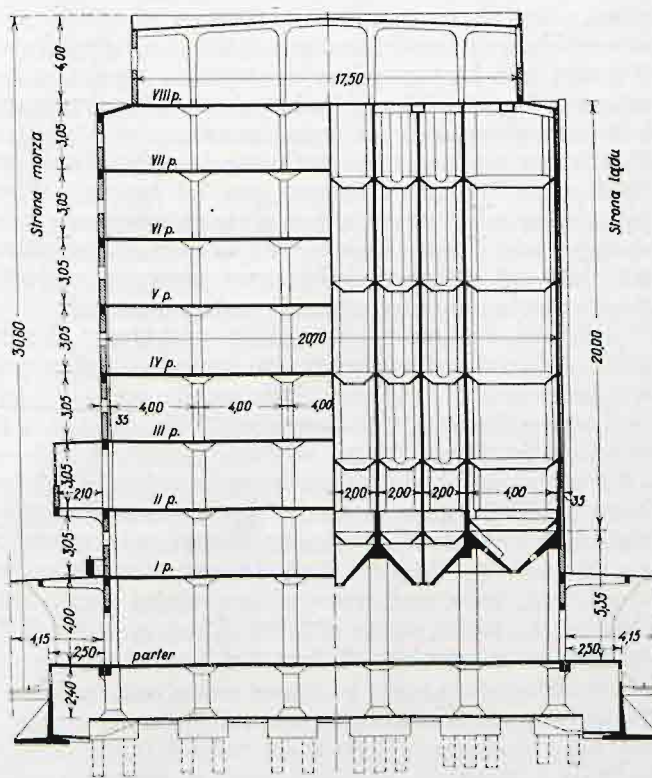


Rys. 1. Rzut poziomy III i IV piętra. U dołu strona morza, u góry strona lądu. Na lewo część podłogowa, w środku wieża, na prawo silosy.

wania ziarna chociażby na krótki okres czasu, niezbędny do sortowania i grupowania poszczególnych partij wysyłanego zagranicę ziarna. Polskie ziarno, eksportowane zagranicę, jak również i znajdujące się na rynku wewnętrznym, jest w stanie zupełnie surowym, nieobrobionym, nie posiada gatunków i przez to ma najniższą cenę na rynkach zagranicznych. Wobec tego urządzenia elewatora, poza normalną pracą przeładunkową, pozwalają na wewnętrzne operacje, spowodowane manipulacjami przechowywaniem ziarnem, jak to: przenoszenie go z miejsca na miejsce, czyszczenie, sortowanie, suszenie, wentylowanie i odwozanie. Projekt opracowałem według ostatnich wymagań techniki magazynowania zboża, przestudjowanych przeze mnie w kilkunastu krajach w ciągu ostatnich 10-ciu lat.

II. Teren, usytuowanie i pojemność elewatora

Teren przydzielony przez Urząd Morski pod budowę elewatora jest zupełnie równy i zajmuje końcową część pirsu przy basenie Marszałka Piłsudskiego, ograniczoną z jednej strony nadbrzeżem Indyjskim, z drugiej strony nadbrzeżem Norweskim. Długość terenu, przeznaczonego na ten cel wzdłuż nadbrzeża Indyjskiego wynosi ok. 247 mb i wzdłuż nadbrzeża Norweskiego ok. 250 mb. Powierzchnia terenu wynosi około 28.800 m², jed-



Rys. 2. Przekrój pionowy A—B rys. 1. Na lewo część podłogowa, na prawo silosowa.

przechowywania ziarna luzem lub w workach, jak również i innych produktów rolnych w stanie zworcowanym lub nawet w skrzyniach, ogólnej pojemności około 4500 tonn, 2) silosowej, przeznaczonej do przechowywania ziarna w komorach o ogólnej pojemności około 6550 tonn, oraz 3) wieży, znajdującej się pomiędzy częściami podłogową i silosową, przeznaczoną na pomieszczenie maszyn i urządzeń elewatorowych. W tej części mają być wykonane żelbetowe skrzynie na ziarno ogólnej pojemności 200 tonn (rys. 2).

Całkowita pojemność elewatora wynosi 11.250 tonn i obliczona została w ten sposób, że przyjęto wagę żyta $1 \text{ m}^3 = 770 \text{ kg}$. Ogólna kubatura elewatora wynosi około 45.650 m^3 czyli około $4,0 \text{ m}^3$ na 1 tonnę ziarna. W części podłogowej stosunek

ten wynosi $\frac{22000}{4500} = 4,9 \text{ cm}^3$, w części silosowej

$\frac{16200}{6550} = 2,5 \text{ m}^3$.

W projekcie przewidziano możliwość rozbudowy obydwóch skrzydeł elewatora do ogólnej pojemności 30.000 tonn. Zwiększenie pojemności elewatora o 200% zapomocą rozbudowy skrzydeł nie będzie wymagało ustawiania żadnych dodatkowych urządzeń poza przedłużeniem tylko taśm transportowych i zwiększeniem mocy wentylatora do przewietrzania komór silosowych.

III. Fundamentowanie

W celu zbadania gruntu na terenie, przeznaczonym pod budowę elewatora, był wykonany szereg wierceń próbnych (96 otworów) do głębokości 10 — 20 m. Grunt — jak wykazały te wiercenia — składa się do głębokości 6,0 m z drobnego piasku refulowanego, podzielonego w niektórych otworach warstwami torfu i mułku; od głębokości 6,0 m i niżej przeważnie z grubego piasku z domieszką podzwirku. Doświadczenia otrzymane z budowy całego szeregu magazynów w porcie Gdyńskim wykazały, że maksymalne obciążenie na taki grunt może być przyjęte $1,0 \text{ kg/cm}^2$. Projektowany zaś budynek, bez ciężaru własnego fundamentów, daje obciążenie na grunt przeszło $2,0 \text{ kg/cm}^2$. Wobec tego przy wyborze rodzaju fundamentowania musiałem zastosować pale.

Palowanie wykonane zostało systemem „Franki”. Nośność pali przyjęto 90 tonn na jeden pal. Średnica pali = 50 cm. Pale zabite są — licząc od dna wykopu, który został wykonany o 2,0 m b niżej poziomu ziemi — na głębokość 8,0 — 10,0 m w zależności od rodzaju gruntu. Skład betonu pali 320 kg cementu na 1 m^3 betonu. Pod zewnętrzniemi słupami od strony morza pale uzbrojone są na całej długości 6 \varnothing 16 mm z uzwojeniem \varnothing 6 mm, pale pod słupami pozostałej części budynku uzbrojone są na długość 3,0 m od góry 6 \varnothing 16 mm z uzwojeniem \varnothing 6 mm (fig. 3 i 4).

Próbne obciążenie pali wykazało osiadanie:
przy obciążeniu 135 t na pal — 2,25 mm
przy obciążeniu 90 t na pal — 0,50 mm

Pale rozmieszczone są pod każdym słupem grupami: 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9, i 11 szt. w zależności od obciążenia słupów w ten sposób, że środek ciężko-

ści słupa trafia w środek ciężkości grupy pali. Liczba ogólna wykonanych pali pod fundamenty całego budynku przy tem obciążeniu wynosi tylko 423 szt. Maksymalne obciążenia na słupy suterenu wynoszą w części podłogowej 300 t, w części silosowej 400 t, w wieży do 350 t, w tem dodatkowo od wiatru w częściach podłogowej i silosowej 15 t; w wieży dochodzi to obciążenie w środkowych słupach do 60 t. Głowice pali każdej grupy powiązane są między sobą zapomocą poduszek żelbetowych o grub. 80 cm. Poduszki wykonane są z betonu o składzie 320 kg cementu na 1 m^3 betonu i uzbrojone obu stronnie krzyżowo. Średnica prętów uzbrojenia waha się

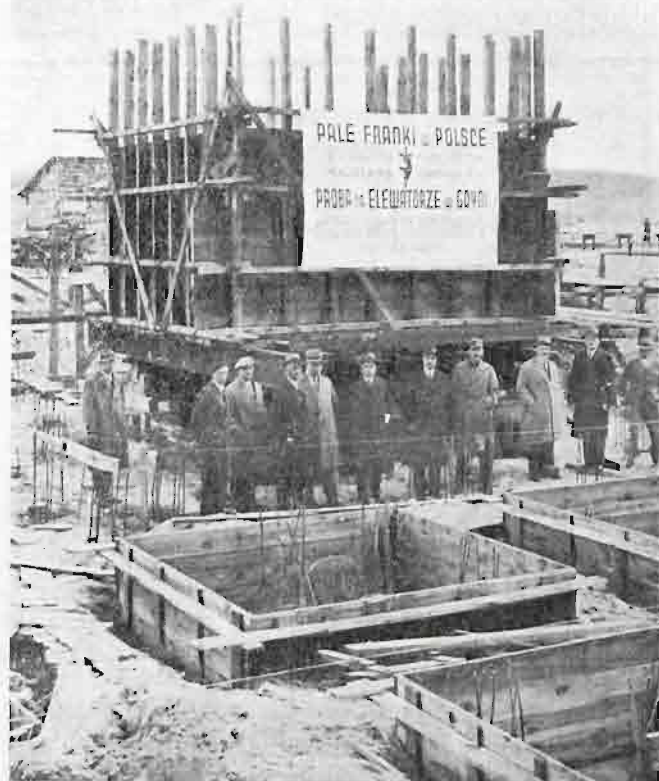


Fig. 3. Próbne obciążenie pala syst. „Franki”.

zależnie od kształtu poduszki w planie w granicach:

uzbrojenie górne od \varnothing 20 mm do \varnothing 14 mm,
uzbrojenie dolne od \varnothing 28 mm do \varnothing 20 mm.

Pręty górnego i dolnego uzbrojenia powiązane są strzemionami \varnothing 8 mm 10 szt. na 1 m^2 . Poziom spodu poduszek w częściach podłogowej i silosowej znajduje się ponad poziomem wód gruntowych, w wieży zaś część poduszek wykonano niżej poziomu wody gruntowej. Roboty betonowe odbywały się przy obniżeniu poziomu wody w sposób następujący: wokoło poduszek wykonane były otwory wiercnicze, w które wsadzone zostały rury \varnothing 4" na głębokość 10 m. Rury te połączone były w jeden rurociąg i zapomocą pompy poziom wody trzymano zawsze niżej poziomu poduszki. Pompowanie przeprowadzano w ciągu doby po zabetonowaniu.

Ogólna ilość betonu w poduszkach wynosi około 450 m^3 , uzbrojenia około 40.000 kg, t. j. około

90 kg/m³. Koszt palowania razem z dodatkowym uzbrojeniem zewnętrznego rzędu słupów oraz wykopem wyniósł około 200.000 zł. Koszt palowania systemem „Franki” okazał się nie tylko najtańszy ze wszystkich innych systemów, ale — jak widać

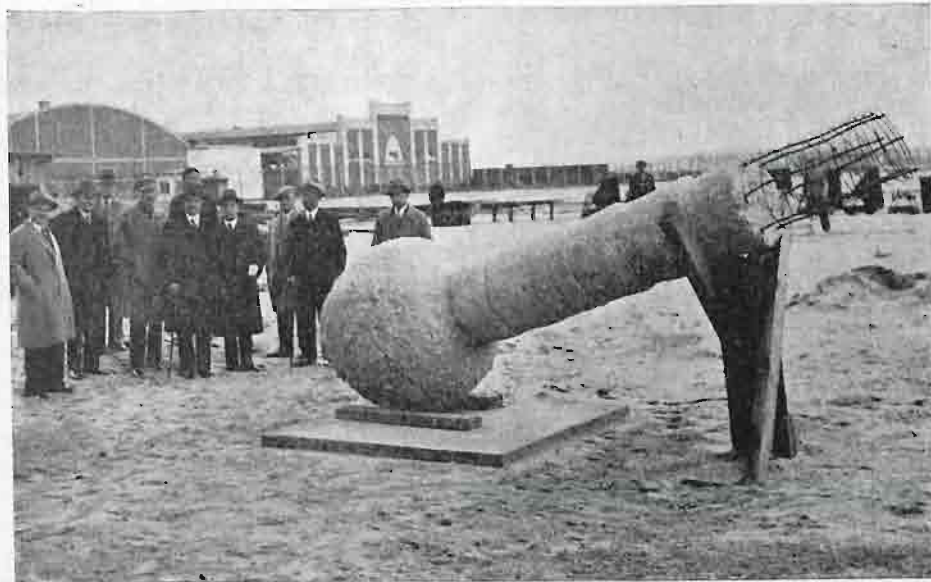


Fig. 4. Pal próbny „Franki” po wyjęciu z ziemi, z widoczną podstawą i uzbrojeniem.

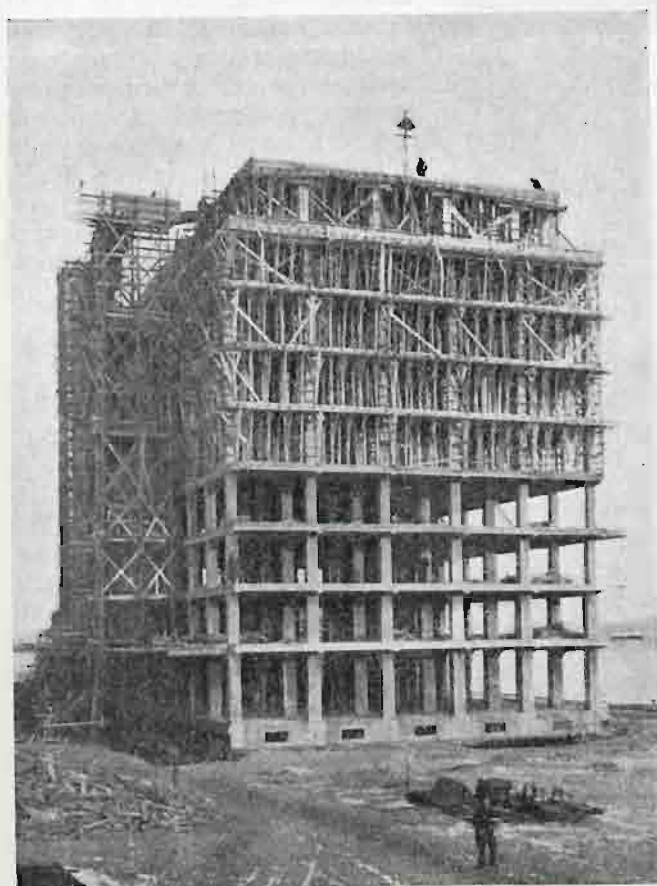


Fig. 5. Część podłogowa, strona szczytowa. Betonowanie ukończono.

z próbnego obciążenia — żaden inny system pali nie mógłby dać osiadania 0,5 mm przy obciążeniu, na które pal jest obliczony.

IV. Część podłogowa

Część podłogowa elewatora o wymiarach w rzucie 33,90 x 20,70 i wysokości ponad ziemią 30,60 m posiada 10 kondygnacji, z których 7 przeznaczono do przechowywania zboża luzem, względnie innego rodzaju towarów, bądź to w stanie zworowanym, lub też w skrzyniach, czy pakach. Powierzchnia każdej kondygnacji, przeznaczonych do przechowywania, równa się około 580 m². Sutereny i poddasze służą do pomieszczenia urządzeń transportowych. Parter przeznaczony jest na workowanie i ważenie ziarna. Wysokość suterenu wynosi 2,40 m, w tym 1,15 w ziemi, parteru — 4,00 m, I — VII pięter po 3,05 m i poddasza — 4,00 m.

Żelbetowe stropy poszczególnych kondygnacji zaprojektowano w konstrukcji grzybkowej, co daje możliwość całkowitego wyzyskania wysokości. Obciążenie na strop

przyjęto 1500 kg/m², grubość płyty przyjęto 15 cm, uzbrojenie płyty dwukierunkowe 8 Ø 10 mm na 1 mb (fig. 5 i 6).

Słupy rozstawione co 4,00 m w obydwóch kierunkach mają w suterenie wymiary 75 x 75 cm, uzbrojone 16 Ø 24 mm, powiązane strzemionami Ø 8 mm i przy stopniowym zmniejszeniu przekroju na wyższych piętrach, na VII piętrze mają wymiary 30 x 30 cm, uzbrojone 8 Ø 12 mm, powiązane strzemionami Ø 6 mm. Belki brzegowe, umocowane są w słupach i obliczone na obciążenie od ciężaru całego pasa skrajnego oraz muru zewnętrznego, wskutek czego pasy skrajne płyty liczone są na mniejszy moment. Słupy sprawdzone również na moment według Norm Polskich. Poddasze w rzucie poziomym jest mniejsze, mianowicie ściany poddasza są o 1,60 m cofnięte od zewnętrznych ścian budynku. Dach projektowany jest konstrukcji żelbetowej. Konstrukcja nośna: rama trójpłaszczyznowa ze wspornikami przy jednakowej rozpiętości przesł w osiach = 4,00 m i długości wsporników = 2,75 m. Rama trójpłaszczyznowa została obliczona i wykonana z przegubami u dołu słupów. Ramy rozstawione są co 4,00 m. Wysokość słupów środkowych wynosi $h = 3,75$ m, zaś słupów bocznych $h = 3,55$ m. Płyta dachowa ma grub. 7 cm, uzbrojenie krzyżowe składa się z prętów Ø 6 i 7 mm.

W części podłogowej zaprojektowane są dwie windy: jedna osobowo-towarowa, która może służyć do podnoszenia tak obsługi jak i towarów w postaci skrzyń lub beczek. Winda ta umieszczona jest w specjalnej komorze murowanej. Druga winda przeznaczona jest specjalnie do podnoszenia worków. Winda ta posiada urządzenie do automatycznego wyladowywania worków na każdym z 7-miu pięter. Celem opuszczania wzdół worków, zmagazynowanych na poszczególnych piętrach,

projektowana jest ślimacznica workowa, wykonana z żelaza, za pomocą której worki z jednakową szybkością mogą przechodzić z jednego piętra na drugie. Na piętrach od I do VII-go, przeznaczonych do przechowywania zboża, przy słupach

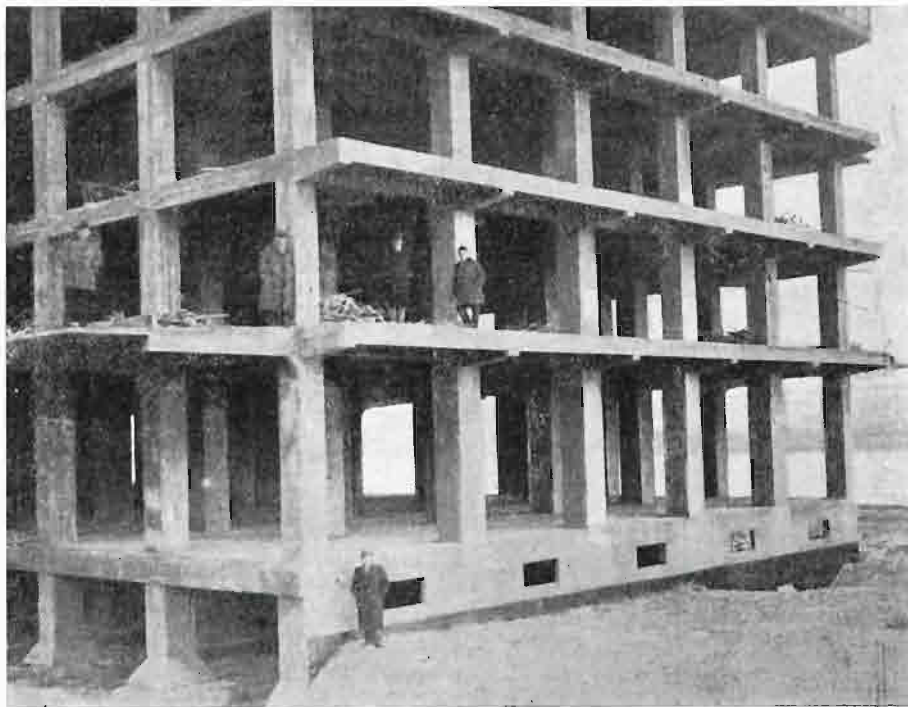


Fig. 6. Fragment konstrukcji żelbetowej z fig. 5.

umocowane są żelaza korytkowe, aby wkładając deski można było utworzyć przegródki. Ilość betonu w części podłogowej wynosi ok. 1700 m³, ilość żelaza 230.000 kg i deski 13.000 m².

V. Część silosowa

Część silosowa elewatora ma wymiary w rzucie $24,80 \times 20,70$ m i składa się z 30 komór o wymiarach w rzucie poziomym $4,0 \times 4,0$ m i wysokości licząc razem z lejem 22,0 m, wysokość zaś całkowita części silosowej wynosi tak jak część podłogowa 30,60 m ponad poziomem ziemi. Z ogólnej ilości 30 komór jedna komora zajęta jest pod urządzenia suszarni, 6 komór podzielono na dwie równe części każdą, następnie 3 komory podzielono na 4 równe części każdą. Mamy więc razem 20 komór o wymiarach w rzucie $4,0 \times 4,0$ m, 12 komór o wymiarach $4,0 \times 2,0$ m i 12 komór o wymiarach $2,0 \times 2,0$ m. Przy kalkulacji wydatków eksploatacji elewatora duże znaczenie posiadają wydatki, związane z przerzucaniem ziarna, spowodowanym podnoszeniem się temperatury wilgotnego ziarna, nagromadzonego w dużej ilości, albo w momentach procesu dojrzewania ziarna. Obecnie nowoczesne elewatory posiadają urządzenia do przewietrzania komór silosowych, nie wymagające pracy urządzeń transportowych. W projektowanym elewatorze zastosowałem wentylację systemu „Suka”. Wentylacja ta składa się z dwóch przewodów powietrznych, z których jeden doprowadza powietrze do komory z głównego przewodu, zaopatrzonego w odpowiedni wentylator, drugi zaś — odprowadza powietrze z komory do głów-

negu przewodu, odprowadzającego powietrze na zewnątrz budynku. Ściany komór posiadają kilka rzędów żelbetowych daszków poziomych w kształcie trójkąta, otwartych u dołu, połączonych na przemian z wyżej wspomnianymi przewodami.

Odległość pomiędzy daszkami waha się od 3,0 m u dołu do 5,0 m u góry, ponieważ opór przenikania powietrza u góry jest mniejszy. Powietrze wypychane z przewodu rozchodzi się pod daszkiem naokoło komory i przenika w masę nasypanego ziarna, idzie w kierunku do górnego i dolnego daszka i odchodzi do przewodu odprowadzającego. Przy sposobności muszę nadmienić, że wspomniane wyżej daszki poziome wentylacji systemu „Suka” w bardzo znacznym stopniu zmniejszają ciśnienie ziarna na ścianki komór, które wobec tego otrzymują odpowiednio mniejsze wymiary.

Obliczenie statyczne ścian i dna komór wykonano według zasad i wzorów, wskazanych w Empergera „Handbuch für Eisenbetonbau” III wyd. T. 14. Ścianki komór silosowych będą wykonane z cegły cementowej z obustronnym uzbrojeniem w szwach poziomych $\varnothing 10$ mm ($6\frac{1}{4}$ na 1 mb). Grubość ścianek komór o wymiarach w rzucie $4,0 \times 4,0$ m, posiadających daszki wentylacyjne, wynosi 16 cm, grubość zaś ścianek komór tych samych wymiarów, nie posiadających daszków wentylacyjnych, wynosi 20 cm. Grubość ścianek komór o wymiarach w rzucie $2,0 \times 2,0$ m wynosi 13 cm.

Komory zewnętrzne obmurowane są dla izolacji murem grub. pół cegły z warstwą powietrza 4 cm. Wszystkie komory przykryte są płytą żelbetową grub. 10 cm, zbrojoną krzyżowo 8 $\varnothing 10$ mm. W płycie tej, nad każdą komorą, przewidziane są otwory do wsypywania ziarna, jak również otwory rewizyjne. Ściany komór spoczywają na belkach żelbetowych, umocowanych w słupach. Spód belek znajduje się na wysokości około 5,30 m nad podłogą parteru. Wymiary belek 230×25 cm, uzbrojenie $\varnothing 24$ mm za wyjątkiem belek zewnętrznych, których wymiary są mniejsze, a mianowicie wynoszą 180×22 cm, uzbrojenie $\varnothing 22$ mm.

Komory u dołu zakończone są lejami żelbetowymi. Ściany lejów pochylone są pod kątem 45° i umocowane są w belkach podsilosowych. Grubość ścianek lejów u góry = 20 cm, u dołu — 12 cm. Uzbrojenie lejów składa się z prętów poziomych $\varnothing 14$ mm i prętów pionowych $\varnothing 8$ mm. W lejach komór bez daszków, gdzie obciążenie na dno jest większe, pręty te są $\varnothing 16$ mm i 10 mm. Pręty poziome pracują na obciążenie poziome leja, jako zamkniętej ramy, pionowe zaś wchodzą w belkę silosową na długość dostateczną, aby zabezpieczyć swoją przyczepnością lej od wyrwania. Wyloty lejów zakończone są odpowiednio

wzmocnionym kołnierzem, w który ma być wbudowany zawór, zamykający otwór. Leje komór środkowych znajdują się na wysokości 3,50 m nad podłogą parteru, leje zaś komór bocznych, położonych przy ścianach frontowych, na wysokości 4,00 m.

Parter przeznaczony jest do workowania ziarna z komór silosowych. Słupy parteru rozstawione są co 4,0 m w obydwóch kierunkach o wymiarach 85×85 cm i uzbrojone prętami $\varnothing 24$ mm. W suterrenach, posiadających wysokość 2,40 m, umieszczone są taśmy transportujące ziarno z komór silosowych do podnośników, znajdujących się w wieży. Strop suterren żelbetowy, konstrukcji grzybkowej, obliczony na 1500 kg/m^2 . Grubość płyty wynosi 15 cm, uzbrojenie dwukierunkowe $8 \varnothing 10$ mm na 1,0 mb. Słupy suterren o wymiarach 90×90 cm, uzbrojone są $\varnothing 26$ i $\varnothing 24$ mm i opierają się na poduszkach fundamentowych. Poziom podłogi suterren jest 1,15 m poniżej poziomu terenu i 1,35 m powyżej poziomu morza. Woda gruntowa znajduje się na poziomie 0,30 do 0,35 m ponad poziomem morza. Poddasze w rzucie poziomym tak samo, jak w części podłogowej jest mniejsze, gdyż ściany są cofnięte o 1,60 m od zewnętrznych ścian budynku. Konstrukcja dachu jest ta sama, co i w części podłogowej. Ogólna ilość betonu w części silosowej wyniesie razem ze ściankami betonowymi około 1800 m^3 , ilość uzbrojenia około 170.000 kg , ilość deskowania 10.000 m^2 (ściany będą wykonane bez deskowania).

VI. Wieża

Wymiary wieży wynoszą w rzucie $8,30 \times 20,90$ m. Ze względów architektonicznych wieża wystaje o 10 cm nazewnątrz budynku. Wysokość ogólna wieży, licząc od podłogi suterren do górnej krawędzi dachu, wynosi 42,10 m. Wysokość wieży ponad teren = 40,35 m. W przekroju pionowym wieża składa się z 12 kondygnacji, przeznaczonych do pomieszczenia wspomnianych wyżej maszyn i urządzeń. Wysokości poszczególnych kondygnacji wieży są następujące: suterena 3,00 m, parter 4,00 m, I — VII piętra po 3,05 m, VIII piętro 4,50 m, IX piętro 4,25 m i poddasze 5,00 m. Podłogi pięter i części podłogowej znajdują się na jednym poziomie. Pomiędzy wieżą a skrzydłami bocznymi (części silosowa i podłogowa) pozostawiono szczeliny dylatacyjne grub. 2,5 cm.

Konstrukcja wieży jest to szkieletowa konstrukcja żelbetowa. W kierunku podłużnym budynku rozstawiono słupy w odstępach $4,00 + 6,00 + 6,00 + 4,00$ m. Słupy o przekroju kwadratowym w suterrenach posiadają wymiary 80×80 cm i uzbrojenie $16 \varnothing 24$ mm, powiązane strzemionami $\varnothing 8$ mm. Na wyższych piętrach słupy mają odpowiednio mniejsze przekroje. W słupach w kierunku równoległym do osi podłużnej budynku umocowane są podciąg, a prostopadle do nich żebra. Na podciągach i żebrach spoczywa płyta żelbetowa. Grubość płyty waha się od 8 do 15 cm, w zależności od obciążenia i rozstępu żeber. Rozstęp żeber na poszczególnych piętrach jest różny i uwarunkowany jest rozmieszczeniem maszyn i urządzeń. Wymiary podciągów i żeber również nie są jednakowe na różnych piętrach ze

względem na odmienne obciążenia. Na niektórych piętrach wieży zaprojektowano skrzynie żelbetowe na ziarno, z których część ma wysokość piętra, część zaś wysokość kilku pięter. Dach wieży zaprojektowano jako jednoprzęsłową ramę o rozpiętości 8,30 m, rozstawioną w kierunku poprzecznym budynku w odstępach $4,00 + 6,00 + 6,00 + 4,00$ m. Ramy obliczono jako przegubowe u dołu słupów.

W suterrenie wieży dla pomieszczenia dolnej części podnośników, które opuszczone są poniżej poziomu wody gruntowej, wybudowana została specjalna studzienka żelbetowa o wymiarach w rzucie $2,90 \times 7,00$ m i głębokości 1,00 m. Dno studni tworzy poduszka fundamentowa na palach, odpowiednio zwiększona w planie. Ścianki mają grubość 10 cm u góry i 16 cm u dołu. Uzbrojenie ścianek $7 \varnothing 10$ mm na 1,0 m. Studzienka wykonana została razem z poduszką i w sposób, opisany wyżej, przy obniżeniu poziomu wody zapomocą pompowania. Izolacja przeciwwodna wykonana została w sposób następujący: na płycie żelbetowej ułożone są 2 warstwy bituminy, na które ułożono warstwę ołowiu grub. 3 mm i przykryto znów 2-ma warstwami bituminy. Aby uchronić izolację od możliwości uszkodzenia pokryta ona zostanie warstwą ochronną betonu grub. 8 cm, wzmocnioną siatką Ledóchowskiego Nr. 6a. W wieży od strony lądu urządzone są żelbetowe schody o konstrukcji płytowej. Ilość betonu w wieży wyniesie 500 m^3 , ilość żelaza 60.000 kg i deskowania 5.000 m^2 .

VII. Rampy, daszki i inne konstrukcje

Z obydwóch frontów budynku urządzone są w poziomie podłogi parteru, t. j. na wysok. 1,25 m od poziomu terenu, rampy wystające na 2,50 m nazewnątrz. Rampa jest to płyta żelbetowa, wolnopodparta jednym końcem na belce, umocowanej w słupach budynku, drugim zaś końcem na żelbetowej ścianie podporowej, podtrzymującej parcie ziemi. W płycie rampy urządzone są skrzynie zsykowe do przyjmowania zboża z wagonów, 7 szt. od strony morza i 4 szt. od strony lądu. Przestrzeń jest ograniczona z jednej strony rzędem zewnętrznych słupów budynku i ścianką podporową, z drugiej strony tworzy rodzaj korytarza, który służy na pomieszczenie taśmy transportowej. Poziom podłogi tego korytarza leży o 3,25 m poniżej poziomu podłogi parteru budynku.

Rampy są przykryte daszkami żelbetowymi o wylocie 4,40 m, umocowanymi w słupach budynku. Z ramp do wewnątrz budynku prowadzą bramy po 4 w części podłogowej i po 2 w części silosowej, o wym. $2,00 \times 2,40$ m, w wieży zaś otwór $4,40 \times 2,40$ i drzwi $1,05 \times 2,40$ m. Od strony morza wzdłuż całego budynku w poziomie II piętra urządzona jest galeryjka o wylocie 2,10 m do pomieszczenia taśmy. Konstrukcja galeryjki jest następująca: strop stanowi płyta żelbetowa, oparta na belkach podłużnych, umocowanych w słupach i wspornikach. Wsporniki są umocowane w słupach budynku. Dach galeryjki wykonany jako płyta żelbetowa wspornikowa, umocowana w belce brzegowej budynku. Ściany zewnętrzne galeryjki na wysokości 1,0 m są murowane, grub. w jedną

cegłę, wyżej okno wzdłuż całego budynku.

Podłogi betonowe we wszystkich pomieszczeniach elewatora mają być wykonane z zaprawy pretonowanej. Podłoga w suterenach zaprojektowana jako płyta żelbetowa, spoczywająca na poduszkach fundamentowych. Pomiędzy płytą a ziemią jest pozostawiona wolna przestrzeń grub. 10 — 15 cm. Przestrzeń ta połączona jest zapomocą otworów z powietrzem nazewnątrz, wskutek czego otrzymuje się wentylowanie płyty i usunięcie wilgoci z górnej powierzchni podłogi w suterenach.

Ściany zewnętrzne elewatora są murowane grub. 1 cegły za wyjątkiem komór silosowych, których ściany mają być obmurowane w pół cegły w ten sposób, że pomiędzy ściankami komór a obmurówką pozostanie szpara grub. 4 cm. Ściany zewnętrzne mają być oblicowane. Wzdłuż całego budynku od strony morza, na wysokości 435 cm od poziomu rampy, zaprojektowano żelbetową belkę podkranową o wym. 32×70 cm, umocowaną na wspornikach daszku. Belkę obliczono na obciążenie 30 tonn od kół kranu pneumatyki.

VIII. Skład betonu i normy

Całkowita ilość żelbetu razem z poduszkami na pale przewidziana jest okragło 4450 m³, ilość żelaza 500.000 kg i deskowania około 29.000 m²; stosunek żelaza do betonu stanowi 112 kg/m³. Rozmieszczenia i konstrukcje poszczególnych części są widoczne na załączonych rysunkach. Zaznaczę jeszcze, iż przy projektowaniu wieży porównywałem konstrukcję żelbetową z konstrukcją żelazną szkieletową, przyczem konstrukcja żelbetowa okazała się prawie o 30.000 zł. tańsza niż żelazna.

Obliczenia statyczne konstrukcyj żelbetowych wykonano według Norm Polskich PN/B — 195 i 196. Przy obliczeniu konstrukcyj żelbetowych zasadnicze naprężenia dopuszczalne betonu przyjęto 50 — 55 kg/cm² na ściskanie przy zginaniu i 40 — 45 kg/cm² na ściskanie osiowe, co odpowiada wytrzymałości walców 200 kg/cm² po 28 dniach twardnienia. Naprężenia dopuszczalne na rozciąganie w żelazie przyjęto 1200 kg/cm². W konstrukcjach więcej odpowiedzialnych naprężenie to odpowiednio zmniejszono (10 — 15%), w mniej zaś odpowiedzialnych zwiększono.

Beton na budowę wykonywa się z pospółki, kopanej w okolicach Gdyni. Przeciętne zanieczyszczenie pospółki gliną dopuszcza się 3 — 4%. Przy większym procencie zanieczyszczenia wymaga się płókania pospółki. Do betonu więcej odpowiedzialnych konstrukcyj wymaga się dodawania do pospółki tłuczni (10 — 20%). Ilość cementu na 1 m³ betonu dla poszczególnych konstrukcyj określa się na podstawie wytrzymałości walców próbnych, wykonywanych przed rozpoczęciem robót. W czasie betonowania wykonywane są próby wytrzymałości betonu zapomocą walców kontrolnych. Gnecenie walców odbywa się w laboratorium Politechniki Gdańskiej.

IX. Wodociągi i kanalizacja

Według taryfy Urzędu Morskiego koszt 1 m³ wody w porcie Gdyńskim wynosi 1,00 zł. Ponie-

waż cena ta jest bardzo wysoka, zaprojektowano wybudowanie własnej studni artezyjskiej i ustawienie hydroforu. Woda rozprowadzana będzie siecią wewnętrzną gospodarczą do poszczególnych budynków elewatora. Jednocześnie, na wypadek remontu pompy, względnie naprawy studni artezyjskiej, sieć gospodarcza połączona jest z siecią portową, z której w razie konieczności może czerpać wodę.

W celu zabezpieczenia elewatora w razie pożaru zaprojektowano własną sieć hydrantów w wieży elewatora i nazewnątrz budynku, czerpiących wodę zapomocą specjalnych pomp wprost z morza. Wydajność każdej pompy sięga 60 m³/godz. o ciśnieniu 8 atm. Dom administracyjny i warsztaty, które mają być wybudowane na terenie elewatora, będą skanalizowane zapomocą dołu „Chambeau”.

X. Tory kolejowe

Z obu stron elewatora zaprojektowano ułożenie torów kolejowych z odpowiednią ilością rozjazdów oraz obrotnic, umożliwiających dogodnie i sprawne podstawianie wagonów do rozładunku względnie sprzątania ich po rozładowaniu. Do ważenia przychodzących wagonów z ziarnem zaprojektowano 3 wagi wagonowe z torem nierozciętym. Przesuwanie wagonów na terenie elewatora projektowane jest zapomocą konia elektrycznego, obsługiwanego przez robotnika. Koń elektryczny będzie się posuwał po specjalnych jezdniach betonowych, ułożonych między torami.

XI. Budynki gospodarcze

Na terenie elewatora przewidziano wybudowanie budynku administracyjnego, który ma być murowany piętrowy o kubaturze 1300 — 1400 m³, oraz budynek warsztatowy, w którym będą się znajdowały oprócz warsztatów, pomieszczenia dla pomp, garaż dla konia elektrycznego i skład narzędzi.

XII. Koszt budowy i instalacyj elewatora

Całkowita budowa i instalacje mają być zakończone na jesieni 1936 r. Przewidziany koszt robót jest następujący:

Palowanie	Zł.	200.000
Roboty budowlane	„	850.000
Instalacja mechaniczna	„	1,250.000
Instalacja elektryczna	„	110.000
Instalacja wodociągowa	„	40.000
Tory kolejowe	„	110.000
Wagi wagonowe	„	40.000
Bruki	„	20.000
Dom administr. i warsztaty	„	60.000
Wydatki administracyjne (kierownictwo budowy, Kom. Bud., uruchomienie elewatora, próby i t. d.)	„	170.000

Razem Zł. 2,850.000

DREWNIANE MOSTY I ICH ZNACZENIE W POLSCE

Inż. Adolf Bańdur, Warszawa

Utarło się u nas przekonanie, że w dzisiejszych czasach mostów drewnianych budować się nie opłaca i wogóle nie warto się nimi zajmować. Pogląd ten, może do pewnego stopnia słuszny, oparty jest jednak na nieznajomości rzeczy i raczej na chęci szybkiego „ucywilizowania” Polski pod względem mostów. A przecież i w Niemczech i Szwajcarii i Ameryce jest bardzo dużo mostów drewnianych.

„Opłacalność” mostu zależy od 1) kosztów budowy, 2) kosztów utrzymania, 3) czasu trwania mostu, 4) czasu budowy, 5) względów estetycznych, 6) przyszłego rozwoju ruchu i t. p. Rozważając te czynniki, słowo „opłacalność” nabiera znaczenia „decyzji” o budowie mostu drewnianego. Przy obecnej cenie robocizny i materiału drzewnego inż. Groch przeprowadza kapitalistyczne uzasadnienie budowania mostów drewnianych z uwzględnieniem swego systemu i wysokiej dzisiejszej stopy oprocentowania kapitału. Koszty budowy mostów kratowych drewnianych są o połowę niższe, od mostów stalowych, zaś trwałość mostów drewnianych można uważać za równą trwałości mostów żelaznych z następujących powodów:

1) Szybki wzrost obciążeń dzisiejszych powodów spowoduje konieczność przebudowy istniejących mostów tak żelaznych jak i drewnianych, już może po kilkudziesięciu latach. Ten wzgląd odgrywa dużą rolę w rozpiętościach 20 — 60 m (używanych w mostach drewnianych), gdzie stosunek ciężaru ruchomego do własnego jest duży.

2) Blisko granicy państwa, gdzie właśnie potrzeba najwięcej mostów (u nas granica wschodnia), mosty stalowe, żelbetowe i drewniane narówni są narażone na zniszczenie w czasie wojny, czego dowody były w czasie wojny światowej. Gdyby zaś zamiast drewnianego mostu zbudowano żelazny i na ten cel zaciągnięto pożyczkę 6% na 24 lata, to same odsetki zwiększonego wydatku wyniosłyby 3 razy więcej od pożyczonego kapitału, przelicza to inż. Groch na szczegółowym przykładzie.

Uzasadnienie inż. Grocha jest może słuszne, moim zdaniem jednak najważniejszą racją budowania mostów drewnianych jest ich niska cena w stosunku do innych mostów i chodzi tu właśnie o koszt budowy, nie uwzględniając nawet kosztów utrzymania i t. d. Brak kapitału nato, aby wybudować od razu potrzebnych około 200.000 mb mostów o rozpiętości ponad 20 m na drogach państwowych, wojewódzkich i powiatowych, — jak więc można myśleć o mostach droższych, gdy nawet na ten wysoki procent nikt nam nie pożyczy tego kapitału (blisko miljarда zł.). Z konieczności musimy równouprawnić mosty drewniane z innymi mostami w dziedzinie mostów stałych, a to tem bardziej, że Państwo jest największym właścicielem lasów, gdyż posiada 34% powierzchni lasów t. j. 2,835.406 ha o rocznej produkcji drzewa 7,500.000 m³. Nie pomogą propagandy producen-

tów stali i cementu, jeśli nie będzie kapitału na wybudowanie tych obiektów i z konieczności musimy tracić na trwałości i kosztach utrzymania, a wybudować mosty trzeba, bo są konieczne. Dlatego mosty drewniane w Polsce przynajmniej jako mosty drogowe III klasy (tych najwięcej potrzeba), oraz I i II klasy, jako mosty tymczasowe, jeszcze dość długo będą musiały być poważnie brane pod uwagę, szczególnie w województwach wschodnich.

Zczasem to się zmieni, chociażby z powodu podwyżki ceny drzewa. Już obecnie wyrąb drzewa przekracza przyrost naturalny w lasach. Ilość lasów zmniejsza się i napewno przyjdzie czas, że mosty drewniane będą uważane za luksusowe i wtedy będą tańsze mosty żelazne i żelbetowe. Czas ten przyjdzie tem wcześniej, im wcześniej drzewo zdrożeje, im wcześniej stanie się stal i żelbet. Narazie czekać nie możemy, a nikt nam obecnie nie pożyczy miljarда zł. na mosty, tem bardziej, że czekają inne piękne sprawy, jak budowa domów mieszkalnych, kolei, dróg, elektryfikacja kraju, osuszenie Polesia, wodociągi i kanalizacja miast i t. p.

Koszty budowy, a także trwałość mostów drewnianych, zależą w wysokim stopniu od systemu mostu i temu zagadnieniu chcę poświęcić więcej miejsca, idąc za myślą konstruktorów rozmaitych systemów mostów.

Mosty leżajowe i rozporowe budowali nasi przodkowie już kilkaset lat temu. Są to systemy najprostsze i najbardziej oczywiste. Jednak, gdy chodziło o przekroczenie większych rzek mostami, rezygnując z przejazdu promem, z zachowaniem potrzeb żeglugi i spławu, to musiano zastosować dźwigary kratowe, umożliwiające stosowanie większych rozpiętości, zmniejszając przez to ilość podpór z korzyścią dla kosztów mostu, spławu i żeglugi, a także spływania lodów.

Jeszcze w 1561 r. powstały krążyny de l'Orma, umożliwiające stosowanie większych rozpiętości. Używane jednak były tylko w budownictwie lądowym. Dopiero XIX i XX wiek są wiekami rozwoju krat mostowych, które skierowały budownictwo mostowe drewniane na nowe tory. I tak powstał w Anglii system Town'a (1820), w Ameryce system Longa (1830), Howe'a (1840), w Polsce system Ibyńskiego (1880) Pintowskiego (około 1885), Rychtera (1887), Francosa (1915), Grocha (1926), Rechniewskiego (1926), w Rosji system Patona, w Niemczech Tuchscherera, Küble-
ra, w Szwecji Krügera i t. d.

Okazało się, że trwałość mostów kratowych jest naogół większa, niż mostów leżajowych i rozporowych. W ostatnich bowiem cała konstrukcja niosąca jest zakryta przez jezdnię, nie ma przewiewu, skomplikowane zaciosy, piętki i klocki są magazynami wody, powodującej gnienie właśnie w

miejskach, które powinny być najzdrowsze, t. j. na stykach tych elementów ze sobą. Most leżajowy już po kilku lub kilkunastu latach przedstawia linję falistą z wklęśnięciami w przeszłach, wypukłościami na podporach. Stosowane przez niektórych inżynierów podwyższenie wykonawcze rozpór o wielkość ugięcia trwałego, które może po latach nastąpić, nie załatwia sprawy, bo pomost trzeba przerabiać zczasem.

Ustroje kratowe mają przeważnie konstrukcję niosącą lekką, przewiewną, a przykrycie pasów małymi daszkami chroni je od deszczu. Przykrycie całego mostu dachem kalkulowało się dawniej przy niskiej cenie drzewa. Zresztą w zimie na taki most trzeba nawozić śnieg dla sań. Trwałość mostów kratowych jest też bardzo różna. Mosty Rechniewskiego okazały się bardzo krótkotrwałe, a dwa mosty Ibjańskiego stoją już przeszło 50 lat. Nie biorąc narazie pod uwagę gatunku i dobroci użytego drzewa, musimy zdecydować, że konstrukcje bardziej skomplikowane naogół będą mniej trwałe, a także droższe.

Inż. Francos zauważył słusznie, że myśl konstruktorów krat drewnianych poszła dwiema drogami. Jedną drogą Howe'a, którą obrali prawie wszyscy późniejsi konstruktorzy, uznający zaciósy i styki kontaktowe za jedyny sposób łączenia drzewa w konstrukcjach. Druga droga wskazana została przez de l'Orma, Emmy'ego, Ardanta, Town'a, Stephana i Hetzera, którzy stworzyli drewniane konstrukcje łukowe i kratowe bez zaciósów. Tą też drogą poszedł inż. Francos.

Po r. 1840 t. j. od czasu powstania belki Howe'a konstruktorzy zarzucili drugą drogę. Wynikło to stąd, że nie znano sposobu dobrego połączenia drzewa na rozciąganie, a z drugiej strony nie uznano gwoźdźcia i śruby za element łączący konstrukcyjny. Śruba uważana była tylko za element przytrzymujący, a nie pracujący, liczona bowiem na zginanie przy łączeniu grubych elementów krat, wypadła bardzo gruba (krata Towna była z dyli i dlatego tam gwoździe i śruby nadawały się). Zwolennicy pierwszej drogi stworzyli cały szereg nawet udanych, chociaż niedoskonałych typów mostów.

Belki Howe'a rozpowszechniły się prawie na całym świecie. Wadą ich jest statyczna niewyznaczalność i mała sztywność mimo dość wielkiej ilości materiału. Jednak prosta konstrukcja oraz użycie ścięgien żelaznych i możliwość ich przykręcenia w razie rozluźnienia się połączeń uczyniła ten system ulubionym typem mostu drewnianego. Do tego mostu wielu inżynierów „przyzwyczaiło” się. Amerykanie stosują ten most do rozpiętości 60, a nawet 80 m. Dawniej (w XIX w.) ten most rzeczywiście należał do najlepszych mostów drewnianych.

Polacy w dziedzinie mostów kratowych drewnianych dużo zrobili. Nasi pierwsi konstruktorzy zwrócili uwagę przede wszystkim na połączenia. Pręty nie były wyzyskane w pasach, np. liczono tylko 3 belki pasa, gdzie było ich 4, gdyż belki ze stykiem w danym przedziale kraty nie uwzględniano. Materiału było za dużo, rozkład sił w belkach był bardzo nierównomierny, a węzły skomplikowane. Do tych mostów należą mosty Ibjańskiego

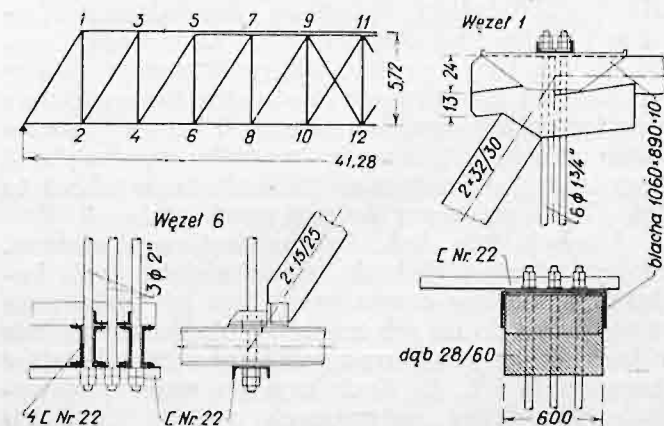
i Pintowskiego (Pintowskiego znacznie lepsze, pod względem statycznym od Ibjańskiego). Mosty Rychtera mają połączenia lepiej rozkładające siły na całość danego przekroju; lepsze połączenia w węzłach. Węzły są jednak skomplikowane, robocizna droga, natomiast łatwa wymiana. Z przedwojennych mostów, most Rychtera był może najlepszy.

Szukanie nowych rozwiązań węzłów krat drewnianych, dających połączenia sztywne, a zatem mosty mniej uginające się, spowodowało powstanie systemu Rechniewskiego. Przy pomocy betonu i żelaza chciał autor stworzyć sztywną bryłę w węźle. Pomysł ciekawy, okazał się jednak w praktyce niedobry. Wady jego są następujące:

1. zamakanie pasów dolnych, mimo zakrycia daszkami;
2. skomplikowane zęby przy połączeniach na rozciąganie powodują przeciążenie jednych zębów na korzyść innych i pękanie ich;
3. nieprzyleganie zębów w węzłach po wyschnięciu betonu i drzewa.

Choć wady te są duże, mimo to wykonano według tego systemu kilkanaście mostów o łącznej długości przeszło 3 km. Węzły są najbardziej skomplikowane, jakie w ogóle można spotkać w mostach drewnianych. Prof. Thullie jeszcze w r. 1927 przestrzegał przed mogącymi powstać stratami dla Skarbu Państwa w razie przyznania monopolu ustrojowi inż. Rechniewskiego. Doświadczenia w roku 1930 i późniejsze opinie powyższą potwierdziły w całości.

Szczęśliwie okazało się połączenie drzewa z żelazem. Zasada: żelazo na pręty rozciągane, a drzewo na ściskane, częściowo zastosowana przez Howe'a, Longa, Ridera, Murphy-Whipplego i Posta, została przeprowadzona w całości przez inż. Grocha. Użycie świeżego drzewa powoduje jego zsychnięcie się. Stąd osiadanie mostów kratowych jest bardzo znaczne, bo od 8 do 12 cm. Jeśli mamy w moście ścięgna żelazne, jak właśnie w systemie



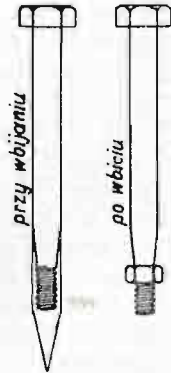
Rys. 1

Grocha, łatwo można doprowadzić most do stanu pierwotnego przy pomocy śrub. Krata Grocha jest pojedyncza. Sprytnie pomyślane przekroje pasa dolnego z dźwigarów i słupy z żelaza okrągłego ułatwiają połączenia w węzłach. Węzły są bardzo proste, a konstrukcja pracuje jasno (rys. 1). Łatwa wymiana i tania robocizna wynagradzają częściowo koszt żelaza.

System Francosa, wychodząc zasadniczo od kraty Towna, usuwa wady tej kraty.

1) Zamiast kraty statycznie niewyznaczalnej (więcej materiału drzewnego), mamy tu kratę izolacyjną.

2) Zamiast śrub i gwoździ, nie dających należytego połączenia, mamy tu śrubogwoździe (rys. 2), łączące zalety śruby i gwoźdź. Wbija się je stąd nazwa w otwory 2 mm, mniejsze od średnicy śrubogwoździ, które dlatego dobrze przylegały do stężonych włókien drzewnych.

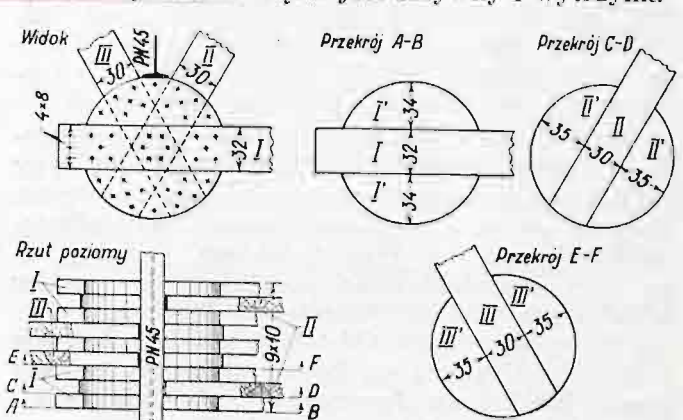


Rys. 2.

3) Zamiast mało wytrzymałych krzyżulców pojedynczych na wyboczenie w kratce Towna, mamy tu krzyżulce z kilku dyli, łączonych w odstępach na śruby z podkładkami drewnianymi, ana-

logicznie jak w słupach i krzyżulcach stalowych. Zachowując jednak dyle jako element konstrukcyjny, zwiększono nośność śrubogwoźdź, liczonego na zginanie (a nie na ścinanie) przez zmniejszenie ramienia siły. Użycie grubych belek umożliwia z tego powodu zużytkowanie śrubogwoź-

dzia jako elementu przenoszącego siłę. W szczególnym przypadku śruba pod b) na rys. 3 przenosi siłę 9 razy większą niż pod a), zaś licząc na ciśnienie na ściankę dziury w drzewie miękkim w każdym razie siłę 7 razy większą niż w a).



Rys. 4.

ly jednakowo na rozciąganie i ściskanie (rys. 4). Nadmienić trzeba, że aczkolwiek śrubogwoździe liczone są tak, aby przeniosły całkowitą siłę, to si-



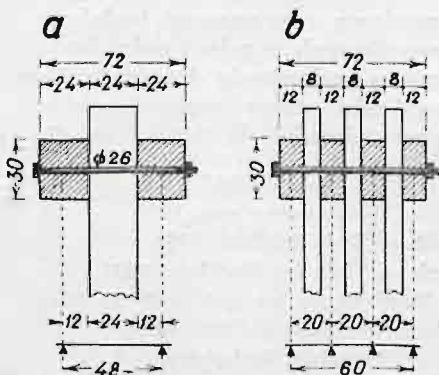
Fig. 5

ła przenosi się przedewszystkiem przez duże tarcie w węźle. (Por. fig. 5).

Ważną zaletą systemu inż. Francosa jest możliwość użycia maszyn w wykluczeniu roboty ciesielskiej. Taką konstrukcję wykonywa się szybko (mosty wojenne). Most inż. Francosa jest bardzo sztywny. Próby wykazały ugięcia najmniejsze, jakie wogóle spotykano w mostach drewnianych.

Most krakowski o rozpiętości przęsła pod obciążeniem 340 kg/m^2 miał ugięcie trwałe 4 mm, sprężyste 7 mm, zatem mniejsze od ugięć dopuszczalnych dla konstrukcji żelaznych. Most drogowy II kl. na Wiśle w Pustyni o rozpiętości 27 m ugiął się pod ciężarem własnym 2 mm, a pod ciężarem ruchomym 7 mm. Most Küblera w podobnych warunkach ugiął się o 37 mm, Howe'a aż 80 mm. W tym systemie możemy wykonać inne dźwigary np. wieszary, belki bezprzekątniowe Vierendeel'a i t. p. (będą wykonane w najbliższym czasie).

Co do trwałości, to można przypuścić, że ażurowa kratka i pręty kratowe, skonstruowane z dy-



Rys. 3.

li, ułatwiają przewiew i uniemożliwiają gnienie. Celowe użycie stalowych poprzecznic zaoszczędza nam wymiany szybko psujących się drewnianych poprzecznic, które pod mostem nigdy dobrze nie wysychają. Węzły silnie ściągnięte śrubogwoździami nie pozwalają im zamakać. Zresztą niema tu szpar i zakamarków, gdzie zbierałaby się woda.

Wyda mi się, że dzisiaj mamy dwa najodpowiedniejsze systemy mostów drewnianych: system mieszany Grocha, może trochę droższy i system Francosa czysto drewniany. Inż. Groch jest przedstawicielem grupy Howe'a, zaś inż. Francos — Towna. W obu systemach materiał może być wyzyskany bardzo dobrze, bo połączenia w węzłach są pewne.

Jeśli chodzi o podpory, to do mostów kratowych należy stosować bezwzględnie solidne typy podpór, zatem podpory betonowe lub murowane. Nasuwa się tu myśl użycia jarzm z pali żelbetowych pomysłu inż. Wasiutyńskiego. Podpory tego typu zaprojektowane zasadniczo do mostów żelbetowych (Rosja, Jugosławia, Polska), świetnie tu by się nadały. Odpada trudne fundowanie filarów kamiennych czy betonowych przy pomocy grodzy lub kesonu. Jarzma takie stawiają mniejszy opór dla przepływu wody, niż filary masywne. Zamiast kapturów jarzm drewnianych i licznych stężeń jarzm stworzyłoby się głowicę betonową. Mówią niektórzy, że tego rodzaju podpora robi wrażenie kolosa na glinianych nogach. Jednak i temu można zaradzić przez zastosowanie normalnie uzbrojonych żelbetowych kapturów o mniejszych wymiarach. Poza tem ilość pali nie wypadnie zbyt wielka, gdyż aczkolwiek kraty drewniane mają większe rozpiętości niż mosty żelbetowe na tych palach fundowane, to jednak ciężar mostów drewnianych jest mniejszy niż żelbetowych.

Co do estetyki mostów, to przeważnie w wypadkach, w których będziemy stosować mosty drewniane, względy estetyczne odgrywać będą mniejszą rolę.

W tym rzucie oka przez wszystkie prawie konstrukcje mostów drewnianych chciałem wskazać ich najważniejsze wady i zalety. Mosty leżajowe i rozporowe należałoby stosować przy bardzo niewielkich rozpiętościach — najwyżej do 20 m. Opłaca się stosować kratę, choćby stosunek wysokości do rozpiętości, ze względu na wiatrownice, był duży. W każdym razie należy mosty te stosować do większych rzek. Tymczasem na szerokich naszych rzekach jak Niemen, Szczara, Styr i t. d. mamy wiele mostów rozporowych lub nawet zwykłych leżajowych o przesłach 10 — 15 m. Mosty te trwają najwyżej kilkanaście lat i, chcąc wybudować nowy most, musimy wyciągać stare pale, albo co się często robi — buduje się most w innym miejscu, zostawiając stare pale, jako pale podwodne, o które rozbijają się tratwy. O ile oszczędzamy, budując most drewniany, to w każdym razie nie oszczędzamy na podporach, tem bardziej, że istnieją systemy tanich podpór trwałych.

Bardzo ważną rzeczą jest użycie dobrego i suchego materiału na budowę mostu. Wiąże się to z planem budowy mostów na terenie całych województw i to na przeciąg przynajmniej 3 — 5 lat. Niestety obecnie bardzo często buduje się u nas

mosty z drzewa zupełnie świeżego. W sprawozdaniach z budowy mostów drewnianych dla władz cywilnych przez bataljony saperów, czytamy często, że materiał na most był zupełnie świeży.

Znam budowę, gdzie na most budowany w sierpniu i we wrześniu ścięto drzewo w marcu tego samego roku. Nie należy się dziwić, że taki most będzie zdalny do użytku przez kilka zaledwie lat i nie należy winy zwać na niestaranie wykonanie. Najlepsze połączenie elementów nie pomoże, jeżeli drzewo świeże wyschnie i potworzą się szpary zaciekające wodą.

Musimy sobie zdawać sprawę, jakie mosty mamy wybudować w najbliższych 3 — 5 latach i drzewo przygotować. W urzędach wojewódzkich powinny powstać komisje, które ustaliłyby jakie mosty i kiedy będzie się budować i odpowiednio do tego przygotować materiał. Sprawy te uzgodniłyby te komisje z planem Ministerstwa Komunikacji. Trzeba skończyć u nas z dorywczym traktowaniem tych spraw i trzeba raz opracować szeroki plan w tym kierunku. Koszt wydany na te studia opłaci się, bo budowie będą przeważnie wykonane solidnie i sama budowa będzie się odbywać składnie, a nie tak, jak dzisiaj często się robi, że plany wykonawcze robi się poprostu równolegle z budową, nie się nie zgadza, narzeka się na „teoretyków”, siedzących przy projektowaniu w biurze i t. p. Gdybyśmy mostu nawet nie wybudowali, to suche drzewo możemy łatwo i korzystnie sprzedać na inne cele.

Wreszcie inż. Francos radzi sztucznie suszyć drzewo na most i udowadnia, że się to opłaca, tembardziej, że nie kosztuje zbyt drogo. Suszenie drzewa na most w Ronczycach (rozpiętość w świetle 20 m) kosztowało 650 zł. Na mosty kratowe, należy używać drzewa jak najlepszych gatunków i drzewo impregnować. Mosty będą trwać dwa razy dłużej.

Streszczając, stwierdzamy, że:

- 1) uznajemy mosty drewniane za typ przejściowy, budowany z konieczności;
- 2) będą ekonomiczne, jeśli je wykonamy:
 - a) na murowanych lub betonowych podporach;
 - b) z dobrego, suchego i impregnowanego, a przynajmniej suchego materiału;
 - c) stosować będziemy, o ile możliwości kraty i to nowych systemów, rezygnując z dawnych jarzmowych mostów, nie tylko przy wielkich rozpiętościach, ale i wielkich długościach mostów;
- 3) stopniowo rezygnować będziemy z mostów drewnianych w miarę potania żelaza i betonu, a podrożeń drzewa, a także w razie obniżenia stopu procentowej od kapitału (przynajmniej do 4% — według Grocha).

LITERATURA:

1. Thullie — Mosty drewniane, 1910.
2. Gesteschi — Der Holzbau, 1926.
3. Brombeck — Holz im Hochbau, 1921.
4. Księga Pamiątkowa ku czci prof. Thulliego.
5. Czasopismo Techniczne, 1926, 1928.
6. Wojskowy Przegląd Techniczny.
7. Melan — Hölzerne Brücken, 1910.
8. Barański — Kwestja drzewna w Polsce, 1928.