

ZASIĘG MOŻLIWOŚCI STOSOWANIA SŁUPÓW ŻELBETOWYCH Z UZWOJENIEM WEDŁUG PN|B-195 Z ROKU 1935

Inż. Isser Harband, Kraków

WSTĘP

Obowiązujące obecnie przepisy „Obliczanie i projektowanie konstrukcji betonowych i żelbetowych B—195” wydanie drugie, poprawione, z maja 1935, stworzyły bardzo pomyślne warunki do wykonywania słupów żelbetowych z uzwojeniem. Należy się zatem spodziewać, że ogół konstruktorów zajmie się tym elementem konstrukcyjnym, dotychczas u nas trochę zaniedbanym¹⁾ i przyjmie chętnie naświetlenie obrazowe zasięgu, w którym można z korzyścią stosować uzwojenie.

Myślą przewodnią niniejszej analizy jest wprowadzenie pojęcia zastępczego (obliczeniowego) wzmocnienia F_{zu} , mieszczącego w sobie oba wzmocnienia słupów owiniętych i wydzielone tych wzmocnień w ten sposób, ażeby czyniły zadość warunkom B — 195. W ten sposób otrzymujemy jednolity obraz całego zasięgu, jak przy słupach o wzmocnieniu podłużnym.

Słupy uzwojone należy obliczać według B — 195, § 11 punkt 19. Przeglądając poszczególne warunki, zauważymy, że odnoszą się one wszystkie wyłącznie do rdzenia, z czego wynika:

Przepisy B — 195 nie uwzględniają współpracy pierścienia betonu, tworzącego okrycie wkładki.

Jest to nowość, mająca uzasadnienie w wynikach prób obciążenia słupów z uzwojeniem, w szczególności o ile chodzi o słupy, dla których uzwojenie jest większe aniżeli 0,7% przekroju rdzenia. Z tego też powodu ograniczają przepisy nasze stosowanie uzwojenia warunkiem

$$F_u \geq 0,007 F_r$$

A. RDZEŃ KOŁOWY

Słupy uzwojone o rdzeniu kołowym, ściskane osiowo, należy obliczać według wzoru

$$P = \lambda \mu R_{28} (1,25 F_r + 15 F_s + 30 F_u) \quad (1)$$

przyczem oznacza:

P — udźwig słupa (siła osiowa);

λ — współczynnik, zmniejszający dopuszczalne naprężenie betonu ze względu na niebezpieczeństwo wyboczenia, a określony tabelką w § 11 punkt 20 litera b;

¹⁾ Zobacz artykuł autora „Dlaczego nie wykonywa się u nas słupów żelbetowych z uzwojeniami” w czasopiśmie „Cement” Nr. 5 i 6 z 1932 r., który przyczynił się wcale do zmiany przepisów.

μ — współczynnik zmniejszający wytrzymałość betonu do wartości dopuszczalnej, a określony w § 12 punkt 2 litera a, wartością 0,22;

R_{28} — wytrzymałość betonu przy ściskaniu walca, unormowanego B — 196 § 11 punkt 5, po 28-dniowym normalnym tężeniu;

F_r — przekrój betonu (rdzenia), ograniczony osią wzmocnienia owijającego;

F_s — przekrój wzmocnienia podłużnego;

F_u — przekrój otrzymany przez podzielenie objętości uzwojenia przez długość słupa.

Podstawiając w równaniu (1)

$$\lambda \mu R_{28} = k_b \quad (2)$$

$$1,25 F_r + 15 F_s + 30 F_u = F_i' \quad (3)$$

otrzymamy równanie (1) w formie kanonicznej

$$P = k_b F_i' \quad (I)$$

przyczem nazywamy k_b dopuszczalnym naprężeniem betonu, F_i' zastępczym (obliczeniowym) przekrojem słupa.

Celem przeprowadzenia zasady, wyrażonej we wstępie niniejszego referatu, przekształcamy równanie (3) w sposób następujący:

$$F_i' = 1,25 \left(F_r + \frac{15 F_s + 30 F_u}{1,25} \right) = 1,25 \left(F_r + \frac{F_s + 2 F_u}{1,25} \right) = 1,25 (F_r + 15 F_{zu}) \quad (4)$$

przyczem podstawiliśmy

$$F_{zu} = \frac{F_s + 2 F_u}{1,25} \quad (5)$$

F_{zu} nazywamy zastępczym wzmocnieniem słupa uzbrojonego; mając tę wartość daną możemy na podstawie równania (5) obliczyć oba wzmocnienia, jak to poniżej zobaczymy.

Wstawiamy jeszcze wartość z równania (4) do równania (I) i otrzymujemy

$$P = 1,25 k_b (F_r + 15 F_{zu}) \quad (II)$$

Z równania tego wnioskujemy:

Obliczamy słupy uzwojone tak samo, jak słupy z wzmocnieniem podłużnym, jeżeli powyższym dopuszczalnym naprężeniem betonu o 25% i zamiast obu wzmocnień wprowadzimy wzmocnienie zastępcze F_{zu} określone równaniem (5).

Zastanowimy się obecnie nad granicami, we-

wnątrz których poruszają się wartości F_s , F_u i F_{zu} i w tym celu podstawmy:

$$\frac{F_s}{F_r} = \varphi_s \quad (6)$$

$$\frac{F_u}{F_r} = \varphi_u \quad (7)$$

$$\frac{F_{zu}}{F_r} = \varphi_{zu} \quad (8)$$

Podstawienia te wprowadziliśmy dla łatwiejszego porozumienia się i przypominamy, że oznacza:

φ_s współczynnik wzmocnienia podłużnego

φ_u współczynnik wzmocnienia owijającego

φ_{zu} współczynnik wzmocnienia zastępczego

wszystkie współczynniki odniesione do powierzchni rdzenia.

Wprowadzwszy te współczynniki do równań (4) i (5) otrzymamy

$$F'_i = 1,25 F_r (1 + 15 \varphi_{zu}) \quad (4')$$

$$\varphi_{zu} = \frac{\varphi_s + 2 \varphi_u}{1,25} \quad (5')$$

a więc przekrój zastępczy, wyrażony przez przekrój rdzenia i współczynnik wzmocnienia zastępczego oraz ten ostatni, wyrażony przez współczynnik wzmocnienia podłużnego i owijającego.

1. Granice dla φ_s są ustalone w § 11 punkt 19 litera b mianowicie:

$$\varphi_s \geq 0,008 \quad (9)$$

względnie $\varphi_s > 0,25 \varphi_u$ (10)

z czego wynika, że przy uzwojeniach dla których

$$\varphi_u \leq 0,032 \text{ należy przyjąć } \varphi_s \geq 0,008$$

zaś przy uzwojeniach dla których

$$\varphi_u > 0,032 \text{ należy przyjąć } \varphi_s \geq 0,25 \varphi_u$$

Jeżeli do równania (5) wstawimy za $\varphi_u = 0,032$, a za $\varphi_s = 0,008$, otrzymamy

$$\varphi_{zu} = \frac{0,008 + 0,064}{1,25} = 0,0576$$

t. z. będziemy przyjmowali $\varphi_s \geq 0,008$ dla wartości

$$\varphi_{zu} \leq 0,0576 \quad (\text{III}/_1)$$

natomiast będzie $\varphi_s \geq 0,25 \varphi_u$ dla wartości

$$\varphi_{zu} > 0,0576 \quad (\text{III}/_2)$$

2a. Górna granica dla φ_{zu} wynika z warunku § 11 punkt 19 litera a

$$F'_i \leq 3 F_r$$

z czego otrzymujemy po wstawieniu wartości (4')

$$1,25 (1 + 15 \varphi_{zu}) \leq 3 \text{ względnie } \varphi_{zu} \leq 0,0933 \quad (11)$$

t. z. zastępcze wzmocnienie słupa uzwojonego może dochodzić do 9,33% powierzchni rdzenia betonowego.

2b. Dolną granicę dla φ_{zu} otrzymamy z równania (5') jeżeli za φ_s i φ_u wstawimy najmniejsze wartości, a zatem

$$\varphi_{zu} \geq \frac{0,008 + 2 \cdot 0,007}{1,25} \text{ czyli } \varphi_{zu} \geq 0,0176$$

Ze względu na konieczność zaokrąglenia wzmocnienia podłużnego do całkowitej liczby prę-

tów, należy wartość minimalną 0,008 podnieść cośkolwiek, wskutek czego otrzymamy

$$\varphi_{zu} \geq 0,0185 \quad (12)$$

jako dolną praktyczną granicę.

Połączwszy oba równania (11) i (12) otrzymamy

$$0,0185 \leq \varphi_{zu} \leq 0,0933 \quad (\text{IV})$$

Zastępcze wzmocnienie słupów uzwojonych leży w szerokich granicach między 1,85% a 9,33% powierzchni rdzenia betonowego.

3a. Górna granicę dla φ_u otrzymamy z warunku (5') i (11) po wstawieniu za φ_s najmniejszej wartości (0,25 φ_u), a zatem

$$\frac{\varphi_s + 2\varphi_u}{1,25} \leq 0,0933$$

z czego otrzymujemy

$$2,25 \varphi_u \leq 0,1166$$

względnie

$$\varphi_u \leq 0,0518 \quad (13)$$

t. z. wzmocnienie owijające może dochodzić do 5,18% powierzchni rdzenia.

3b. Dolna granica dla φ_u jest dana warunkiem § 11 punkt 19 litera d, a mianowicie:

$$\varphi_u \geq 0,007 \quad (14)$$

Z równań (13) i (14) wynika

$$0,007 \leq \varphi_u \leq 0,0518 \quad (\text{V})$$

t. z. wzmocnienie owijające leży w granicach od 0,7% do 5,18% powierzchni rdzenia.

Z dotychczasowych wywodów wynika:

Jeżeli przyjmiemy zastępcze wzmocnienie w granicach podanych równaniami (IV), natenczas spełnione będą warunki § 11 punkt 19 lit. a) i d).

Jeżeli przyjmiemy wzmocnienie podłużne z uwzględnieniem granicznej wartości podanej w równaniu III/1 wzgl. III/2, natenczas będzie spełniony także warunek § 11 punkt 19 litera b).

Pozostaje jeszcze zatem do zanalizowania warunek § 11 punkt 19 litera c) traktujący o elementach uzwojenia.

Elementami uzwojenia nazywamy średnicę drutu uzwojenia i skok uzwojenia (s), przy czym uzależnia powyższy warunek stosunek skoku uzwoje-

nia do średnicy rdzenia $\frac{s}{d_r}$ od naprężenia w betonie nieuzbrojonego rdzenia, a mianowicie ma być

$$\frac{s}{d_r} \leq 0,125 + \frac{(100 - \sigma_b) 0,075^2}{50}$$

$$\text{albo } \frac{s}{d_r} \leq 0,275 - 0,0015 \frac{P}{F_r}$$

a po wstawieniu wartości z równania (II)

$$\frac{s}{d_r} \leq 0,275 - 0,0015 \cdot 1,25 k_b (1 + 15 \varphi_{zu})$$

wzgl. ostatecznie

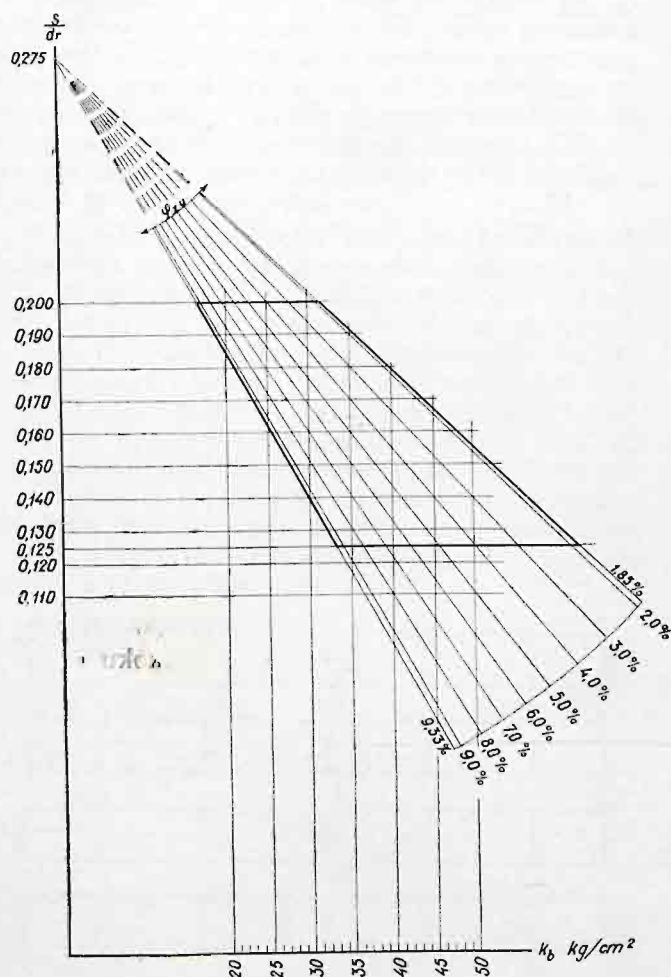
$$\frac{s}{d_r} \leq 0,275 - 0,001875 k_b (1 + 15 \varphi_{zu}) \quad (\text{VI})$$

²⁾ Wynika z interpolacji.

Z równania (VI) wynika, że stosunek $\frac{s}{d_r}$ jest zależny od dopuszczalnego naprężenia betonu k_b i od współczynnika wzmocnienia zastępczego φ_{zu} .

Chcąc równanie to przedstawić wykresem płaskim, przyjmujemy wartości $\frac{s}{d_r}$ jako rzędne, wartości k_b jako odcięte, zaś φ_{zu} jako zmienny parametr, przebiegający wartości określone równaniem (IV). Otrzymujemy pęk prostych o wierzchołku w wartości $\frac{s}{d_r} = 0,275$ $k_b = 0$ (rys. 1).

Wykres ten umożliwia nam dobór wartości $\frac{s}{d_r}$ jeżeli dane są wartości k_b i φ_{zu} , albowiem każdemu przyjętemu procentowi zastępczego wzmocnienia (100 φ_{zu}) odpowiada jedna prosta pęku, po której idąc znajdziemy punkt o danej odciętej k_b ; rzędna tego punktu daje nam wartość graniczną $\frac{s}{d_r}$, przyczem należy ten stosunek tak przyjąć ażeby $s < 8$ cm.



Rys. 1.

Z wykresu tego czytamy, że dolne wartości zastępczego wzmocnienia φ_{zu} są przeznaczone dla najlepszych jakości betonu (o wysokim k_b) zaś górne wartości φ_{zu} dla słabszych betonów wzgl.

dla słupów o wielkim niebezpieczeństwie wyboczenia (niskie k_b).

Dla uzupełnienia całości porównamy jeszcze udźwig słupów uzwojonych z udźwigiem słupów o wzmocnieniu podłużnym przy tej samej ilości żelaza. Nazwijmy udźwig słupa uzwojonego P_u , a udźwig słupa o wzmocnieniu podłużnym P_s , to założywszy tę samą ilość żelaza powinno być przy poprawnie skonstruowanym słupie

$$P_u > P_s$$

a po wstawieniu wartości

$$1,25 F_r + 15 F_s + 30 F_u > F_b + 15 (F_s + F_u)$$

względnie

$$15 \frac{F_u}{F_r} > \frac{F_b}{F_r} - 1,25$$

Oznaczamy stosunek powierzchni całego przekroju słupa F_b do przekroju rdzenia F_r ,

$$\frac{F_b}{F_r} = \eta \quad (15)$$

to otrzymamy powyższy warunek w formie

$$\varphi_u > \frac{\eta - 1,25}{15} \quad (VII)$$

Stosunek η jest zależny od średnicy rdzenia i waha się w granicach

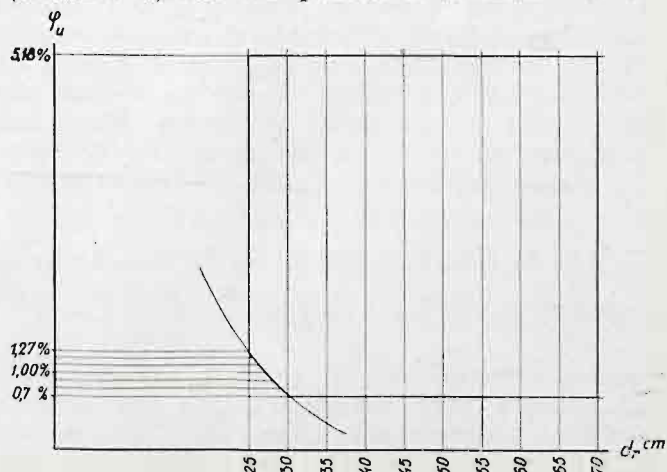
$$\left(\frac{30}{25}\right)^2 \geq \eta \geq \left(\frac{75}{70}\right)^2$$

czyli

$$1,44 \geq \eta \geq 1,15$$

o ile przyjmiemy praktycznie najmniejszą średnicę rdzenia 25 cm a największą 70 cm, zaś okrycie 2,5 cm dookoła.

Na rys. 2 przedstawiono granice dla φ_u według równania (V) na osi rzędnych, zaś średnice rdzenia na osi odciętych; poza tem wykreślono obraz funkcji $\frac{\eta - 1,25}{15}$ (krzywa kreskowa) w zależności od d_r . Z wykresu tego czytamy, że uzwojenie daje naogół zawsze większy udźwig aniżeli wzmocnienie podłużne, za wyjątkiem małego zakresu cienkich słupów, dla których należy φ_u przyjąć większe aniżeli 0,0127, tem samem $\varphi_{zu} > 0,027$ (zamiast 0,0185 na podstawie równania (IV)).



Rys. 2.

Ponieważ słup uzwojony ma zawsze większy udźwig od słupa z wzmocnieniem podłużnym, jest

oczywiste, że przy rozdziale F'_{zH} na oba wzmocnienia, przydzielimy na wzmocnienie podłużne F_z zawsze tylko minimalnie dopuszczalną wartość wg. równania III/1, wzgl. III/2. Tem samym tłumaczy się możliwość praktycznego rozdziału F'_{zH} na oba wzmocnienia na podstawie równania (5) ³⁾.

³⁾ Zobacz równocześnie ogłoszony referat autora: „Praktyczne wskazówki do obliczania słupów z uzwojeniem wg. PN/B — 195“, w którym znajdują się przeprowadzone przykłady.

B. RDZEŃ KWADRATOWY

Przeprowadzenie analogicznej analizy słupów o rdzeniu kwadratowym, nie przedstawia żadnej trudności. Pomijamy to ze względu na brak miejsca i rezerwujemy sobie to do późniejszej publikacji.

MOMENTY, SIŁY I LINJE WPŁYWOWE W MOSTACH I WIADUKTACH RAMOWYCH

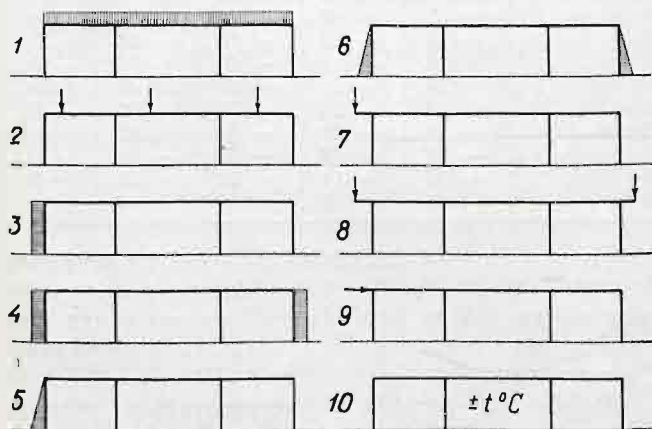
Rzecz o nieopublikowanej pracy inż. B. Walkiewicza, inż. W. Baszyńskiego i inż. Jakowlewa.

Inż. Paweł Jakowlew, Warszawa

Głównym obiektem pracy inżynierskiej przy budowie dróg i kolei zawsze były mosty i wiadukty, przyczem większa część pracy biura mostowego idzie na obliczenie całego szeregu zasadniczo bardzo podobnych do siebie wiaduktów ramowych. Na każdej nowej budowie ta sztywna praca rozpoczyna się na nowo, zupełnie tak, jak gdyby ten typ konstrukcji wynaleziono dopiero wczoraj, a nie 30 lat temu. Olbrzymia część pracy inżynierów-konstruktorów całego świata marnuje się przez to, że projektujemy przeważnie bez myśli o oddaniu rezultatów naszej pracy do użytku ogółu. I tak jest w każdym kraju.

Zapominamy wszyscy, że w ten sposób my sami sobie najwięcej szkodzimy, bo i siebie pozbawiamy możliwości korzystania z wyników pracy, osiągniętych przez innych, a nawet nie potrafimy należycie wyzyskać i swoich własnych projektów, bo są one wykonywane bez żadnego systemu, — zawsze pośpiesznie, dorywczo, zawsze tylko doraźnie, a więc tylko na ten jeden raz.

Celem stworzenia fundamentalnej podstawy dla ułatwienia wszystkich późniejszych obliczeń, najczęściej spotykanych w praktyce mostów i wiaduktów ramowych, czy to żelbetowych czy stalowych, — inż. B. Walkiewicz przy współudziale inż. W. Baszyńskiego i inż. P. Jakowlewa opracował w r. 1916 — 1917 cały tom tablic, zawierających około 50.000 liczbowych wartości momentów, sił i linii wpływowych dla ram 3-przesłowych, o różnym stosunku przęseł, o różnej wysokości słupów i różnym stosunku przekroju przęseł i słupów. Uwzględnione zostały wszystkie spotykane w praktyce rodzaje obciążeń, a mianowicie (rys. 1):



Rys. 1.

1. stałe równomierne, pionowe
2. zmienne ciężary skupione (linje wpływu),

3 i 4. równomierne boczne parcie ziemi, 1-stronne i 2-stronne,

5 i 6. nierównomierne (trójkątne) parcie ziemi, 1-stronne i 2-stronne,

7 i 8. wsporniki końcowe, 1-stronne i 2-stronne,

9. pozioma siła skupiona (hamowanie na moście),

10. temperatura i skurcz.

Poza tem tablice te uwzględniają zamocowanie podpór w fundamentach, co ze względu na prostsze wykonanie, większą trwałość i bezpieczeństwo daje konstrukcję bardziej doskonałą od konstrukcji z przegubami typu „X”.

Kilka lat temu b. Min. Rob. Publ., po uprzednim częściowym sprawdzeniu tablic, zatwierdziło projekt mostu drogowego 6-przęsłowego, obliczonego na podstawie tych właśnie tablic.

Dzisiaj nikomu nie przyjdzie chyba do głowy wyprowadzać samemu wzory momentów w belkach ciągłych, bo można je znaleźć w każdym podręczniku inżynierskim. O ile chodzi o ramy przegubowe, to znany zbiór wzorów Kleinogla daje tylko wzory ogólne, dość skomplikowane, przy stosowaniu których jakże łatwo jest o pomyłki. Tutaj zaś znajdujemy od razu liczbowe wartości momentów i sił. Oszczędność na czasie więc jest ogromna. A możliwość omyłek jest sprowadzona do zera, ponieważ sąsiednie liczby tej samej kolumny lub wiersza dają możliwość natychmiastowej i łatwej kontroli.

Dzięki schematom orientacyjnym, umieszczonym na każdej stronie, tablice te nie wymagają absolutnie żadnych objaśnień: są one zrozumiałe dla każdego statyka, we wszystkich krajach świata, bez względu na różnice językowe. Poniżej przytaczamy dla przykładu jedną stronę tablic linii wpływowych. Zasięg tablic określa się następującymi parametrami statyczno-geometrycznymi:

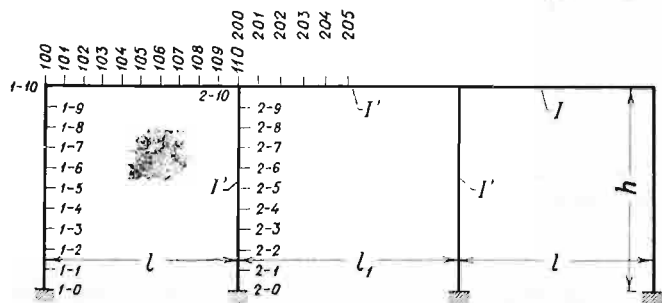
$$l_1 : l = \text{do } 1 \text{ do } 1,3 \text{ (1,0 1,1 1,2 1,3)}$$

$$h : l = \text{od } 0,5 \text{ do } 1,5 \text{ (0,5 0,75 1,0 1,25 1,5)}$$

$$k = \frac{J \text{ belki}}{J \text{ słupa}} \cdot \frac{h}{1} \text{ od } 1 \text{ do } 3 \text{ (1,0 1,5 2,0 2,5 3,0)}$$

Gruntowne badania porównawcze, statyczno-ekonomiczne, przeprowadzone przez autorów tablic ustaliły, że najekonomiczniejszą wartość współczynnika sztywności „k” znajduje się w bliskości 2. Większe liczby dla „k” oznaczają niedostateczną sztywność. Podczas gdy przy $k = 2$ moment nad podporą skrajną od obciążenia pionowego = 36% kompletnego zamocowania, — przy

$k = 5$ moment ten wynosi już tylko 19%, czyli $\frac{1}{5}$, a przy $k = 10$ jedną dziesiątą zamocowania, czyli praktycznie prawie zero. To znaczy, że w tych wypadkach otrzymujemy prawie takie same momenty, jak w belce ciągłej opartej na przyczółkach. Poczóż więc projektować ramy pozbawione charakterystycznych właściwości ram i nie dające tych



Rys. 2.

$$l_1 : l = 1,3 \quad h : l = 1,25$$

$$M = \text{liczba z tabeli} \cdot 0,001 \cdot Pl$$

RZĘDNE LINIJE WPŁYWU MOMENTÓW GNĄCYCH W RÓŻNYCH PRZEKROJACH.

Przekroje		S k r a j n y s ł u p										
		1—0	1—1	1—2	1—3	1—4	1—5	1—6	1—7	1—8	1—9	1—10
Pierwsze przęsło	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	101	+ 94	+ 62	+ 29	— 3	— 35	— 67	— 99	— 132	— 164	— 196	— 228
	102	+ 158	+ 105	+ 51	— 3	— 56	— 110	— 164	— 217	— 271	— 325	— 378
	103	+ 197	+ 132	+ 66	+ 1	— 65	— 130	— 196	— 261	— 327	— 392	— 458
	104	+ 213	+ 144	+ 74	+ 5	— 64	— 133	— 203	— 272	— 341	— 411	— 480
	105	+ 209	+ 143	+ 76	+ 10	— 57	— 123	— 189	— 256	— 322	— 389	— 455
	106	+ 186	+ 128	+ 70	+ 12	— 46	— 104	— 163	— 221	— 279	— 337	— 395
	107	+ 155	+ 108	+ 62	+ 16	— 30	— 77	— 123	— 169	— 215	— 261	— 307
	108	+ 109	+ 78	+ 46	+ 15	— 17	— 48	— 79	— 111	— 142	— 171	— 205
	109	+ 57	+ 41	+ 25	+ 10	— 6	— 21	— 37	— 52	— 68	— 84	— 99
	110	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Drugie przęsło	200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	201	— 59	— 44	— 28	— 13	+ 3	+ 19	+ 34	+ 50	+ 65	+ 81	+ 96
	202	— 19	— 66	— 42	— 18	+ 6	+ 31	+ 55	+ 79	+ 104	+ 128	+ 152
	203	— 100	— 72	— 45	— 18	+ 9	+ 37	+ 64	+ 91	+ 119	+ 146	+ 173
	204	— 92	— 66	— 40	— 14	+ 12	+ 38	+ 64	+ 90	+ 116	+ 142	+ 168
	205	— 72	— 51	— 29	— 7	+ 14	+ 36	+ 58	+ 80	+ 101	+ 123	+ 145
	206	— 47	— 32	— 16	0	+ 15	+ 31	+ 46	+ 62	+ 78	+ 93	+ 109
	207	— 22	— 13	— 4	+ 5	+ 14	+ 24	+ 33	+ 42	+ 51	+ 60	+ 69
	208	— 2	+ 2	+ 5	+ 9	+ 12	+ 16	+ 19	+ 23	+ 26	+ 30	+ 33
	209	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7	+ 7
	210	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Trzecie przęsło	300	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	301	— 6	— 6	— 5	— 5	— 5	— 4	— 4	— 3	— 3	— 3	— 2
	302	— 1	— 2	— 3	— 4	— 5	— 6	— 7	— 7	— 8	— 9	— 10
	303	+ 12	+ 8	+ 5	+ 1	— 2	— 6	— 9	— 13	— 16	— 20	— 24
	304	+ 28	+ 21	+ 15	+ 8	+ 1	— 5	— 12	— 19	— 25	— 32	— 39
	305	+ 45	+ 35	+ 25	+ 16	+ 6	— 4	— 14	— 23	— 33	— 43	— 53
	306	+ 58	+ 46	+ 34	+ 22	+ 10	— 2	— 14	— 26	— 38	— 50	— 62
	307	+ 64	+ 51	+ 38	+ 25	+ 13	0	— 13	— 26	— 39	— 52	— 65
	308	+ 59	+ 47	+ 36	+ 24	+ 13	+ 1	— 11	— 22	— 34	— 45	— 57
	309	+ 39	+ 31	+ 24	+ 16	+ 9	+ 1	— 6	— 14	— 21	— 29	— 36
	310	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

korzyści, jakie dają ramy normalnej sztywności¹⁾).

Tablice te mogą być stosowane w bardzo wielu wypadkach spotykanych w praktyce i to nie tylko w praktyce mostowej. Wieloprzęsłowe ramy bezprzegubowe spotykamy w żelbetowych zbiornikach podziemnych, suterrenach budynków szkieleto-

wych, jak również i w konstrukcjach nadziemnych, np. podłużne ramy wiatrowe w halach, hangarach i t. p.

Aczkolwiek tablice te sporządzone są dla wiaduktów, które są przeważnie 3-przęsłowe, jednak mogą one przydać się również i dla wiaduktów i ram 4-przęsłowych, których momenty przy równych przęsłach są prawie równe lub o parę procent mniejsze niż w ramie 3-przęsłowej, z wyjątkiem naturalnie podpory drugiej i przęsła drugiego, gdzie momenty znowu są bardzo zbliżone do momentów w belce ciągłej (różnią się tylko o parę procent i to również „in minus”). Wogóle w statyce przy tej dowolności założeń, np. wpływów termicznych i t. p., przy pomijaniu wpływu skosów, stosowanie aptekarskiej dokładności jest bezużyteczną przesadą, zaślepieniem, godnem pożalowania.

Lecz nawet ograniczając się wyłącznie do kwestji zupełnie dokładnych obliczeń ramy 3-przęsłowej, no i choćby do sprawdzenia oraz obliczeń

wstępnych ramy 4-przęsłowej, — należy przyznać, że wyżej opisane tablice już oddawna powinny być znależć w posiadaniu każdego biura konstrukcyjnego i każdego konstruktora budowlanego i mostowego.

Dzieło to posiada nieprzemijającą wartość praktyczną, gdyż nie zależy zupełnie od przepisów, ani od przyjętych obciążeń, ani od naprężeń dozwolonych i pozostanie aktualne tak długo, jak długo się nie zmienią nasze pojęcia podstawowe o statyce.

¹⁾ Nieracjonalność większego „ k ” ujawnia się zresztą od razu przy obliczeniach mostów na hamowanie i parcie jednostronne, a budynków na wiatr.

ZASTOSOWANIE ŻELBETU DO BUDOWY SCHRONÓW PRZECIWLOTNICZYCH

Inż. Kazimierz Biesiekierski, Warszawa

Budownictwo przeciwlotnicze stawia sobie, jako zadanie, zabezpieczenie istniejących oraz nowych budynków od działania bomb lotniczych. O ile zabezpieczenie od bomb zapalających i gazowych jest stosunkowo łatwe, a w każdym razie możliwe, to zabezpieczenie od bomb burzących wymaga konstrukcyj tak kosztownych, że w większości wypadków ograniczamy się tylko do zabezpieczenia od bomb burzących, wybuchających w odległości kilkunastu lub kilkudziesięciu metrów, przez odpowiednie, wytrzymałe na odłamki i podmuch, opancerzenie okien i drzwi, podparcie ścian i podstemplowanie stropu na wypadek zrujnowania górnych pięter i zwalenia się gruzów.

Pomieszczenia zabezpieczające od bomb burzących, trafiających bezpośrednio w budynek, noszą nazwę *schronów przeciwlotniczych* w odróżnieniu od *schronów przeciwgazowych* i *pomieszczeń uszczelnionych*, które uwzględniają zasadniczo bomby gazowe i częściowo tylko bomby burzące (t. zw. działania pośrednie bomb burzących). W obecnym referacie zamierzam podać zasady budowy schronów przeciwlotniczych na podstawie instrukcyj oficjalnych i badań wytrzymałościowych.

Zagadnienie, co lepiej budować, czy więcej tańszych schronów przeciwgazowych, czy mniej, zato wytrzymałych, schronów przeciwlotniczych, jest dzisiaj nie tylko nie rozwiązane, ale nawet brak jest dostatecznych podstaw do jego rozwiązania. Przeważnie decydują tu kredyty i możliwości budowlane, za wyjątkiem niektórych wypadków, kiedy specjalnie ważne znaczenie obiektów wymaga ich maksymalnego zabezpieczenia. Jednak i w tym wypadku, gdy zapada decyzja budowy schronu przeciwlotniczego, pozostaje niewiadome, przeciwko jakim bombom należy się zabezpieczać, co oczywiście ma wpływ decydujący na wymiary stropu betonowego. O ile technika wojskowa w wielu wypadkach opiera się na hipotezach, to tutaj pole do hipotez jest szczególnie rozległe. Projektując schrony w fortyfikacji, opieramy się na organizacji i uzbrojeniu armii nieprzyjacielskiej i znamy z dużym prawdopodobieństwem wielkość przypuszczalnych pocisków artyleryjskich, choć i tu mogą być zaskoczenia, jak na przykład z moździerzami 280 mm pod Portem Artura. Przy projektowaniu schronów przeciwlotniczych opieramy się na taktyce lotnictwa nieprzyjacielskiego i wyposażeniu w bomby lotnicze, które oczywiście jest znane za ledwie w małej części.

O ile porównamy ustosunkowanie się do budowy schronów przeciwlotniczych u nas i zagranicą, to nastawienie u nas możemy określić jako dążenie

do dużej ilości schronów przeciwgazowych, natomiast zagranicą przeważa tendencja budowy schronów przeciwlotniczych; we Włoszech wszelkie schrony fabryczne, schrony dla urzędów (Ministerstw) i schrony specjalne dla ludności (w szkołach) są zbudowane jako przeciwlotnicze; w Belgii schrony w fabrykach również są wytrzymałe, we Francji Ministerstwa i policja otrzymują z reguły schrony wytrzymałe.

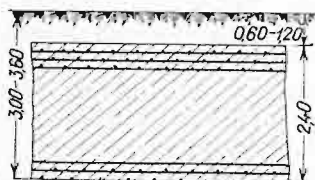
Od czasu zastosowania w artylerji pocisków z materiałem wybuchowym (t. zw. bomby o działaniu minowem), dzięki czemu do siły uderzenia doszła jeszcze siła eksplozji, jedynym materiałem budowlanym zabezpieczającym okazał się poza stalą beton, względnie żelazobeton.

Doświadczenia, przeprowadzone we Francji, Niemczech i Rosji, jak wreszcie rezultaty ostrzelowań twierdz w czasie wojny światowej wykazały, że beton przy odpowiedniej grubości stropu, odpowiednio starannie wykonany i użyty w dużej masie posiada istotnie dostateczną wytrzymałość. Jest to t. zw. beton i żelazobeton fortyfikacyjny o dużej ilości cementu — od 350 do 450 kg na 1 m³ betonu, uzbrojony mniej więcej równomiernie, a w każdym razie obustronnie w ilości 80 do 100 kg na m³ betonu. Dobór kruszywa (przytem pochodzącego z kamieni o dużej wytrzymałości, jak bazalt i porfir) odbywa się drogą przesiewu i ustalenia poszczególnych frakcyj według krzywej lub stosunków wzajemnych poszczególnych pozostałości na sítach (w Belgji). Konsystencja betonu jest przyjęta, przynajmniej teoretycznie, raczej sucha (do 150 l. wody), w praktyce szczególnie przy stosowaniu ręcznego ubijania i przy gęstym uzbrojeniu są odchylenia w kierunku betonu plastycznego. Wykonanie betonu fortyfikacyjnego musi być specjalnie staranne, co się wyraża w ciągłości betonowania, unikaniu w czasie robót temperatur niższych od 4° i nieustannym dozorem ze strony kierownictwa wojskowego.

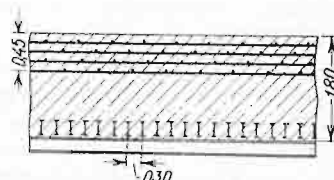
Stropy żelbetowe, obliczone na działanie dynamiczne pocisków, różnią się od stropów obliczonych na obciążenie statyczne rozmieszczeniem uzbrojenia. Stropy te są uzbrojone w górnej i dolnej części, przytem mniej więcej równomiernie. Taki sposób uzbrojenia jest podyktowany następującymi rozważaniami. W działaniu pocisku można odnaleźć, jako działania elementarne, przenikanie, uderzenie i wstrząs od wybuchu. Należy wobec tego stworzyć w górnej części warstwę specjalnie twarłą i mocną, któraby utrudniła przenikanie i przyspieszyła wybuch. W dolnej natomiast części uzbrojenie ma na celu przeciwdziałanie tworzeniu się odprysków od wstrząsu. Ponadto wstrząs od uderzenia powoduje drgania międzycząsteczkowe tem

mniejsze, im większy jest blok betonowy; również i rodzaj uzbrojenia wpływa na zmniejszenie się drgań. Stosowanie w czasie wojny w schronach połowych, jako uzbrojenia, szyn i kształtówek wykazało, że drgania w tym wypadku były znacznie większe niż przy żelazie okrągłym, co powodowało w pobliżu żelaza kruszenie betonu. Na wstrząs ten wpływa również masa betonu: zwiększenie masy zmniejsza efekt uderzenia.

Dla przykładu przytaczam kilka typów uzbrojenia stropów. Rys. 1 i 2 przedstawiają stropy,

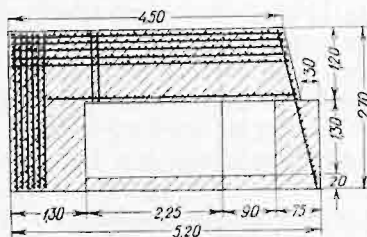


Rys. 1.

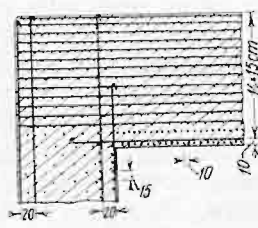


Rys. 2.

stosowane w fortyfikacji przez Rosjan przed wojną światową. Do stropów tych stosowano t. zw. beton druciany, do którego były dodane odcinki drutu koleczastego — pomysł ten nie przyjął się. Na rys. 2 dolna warstwa jest wykonana z dwuteówek Nr. 30 i 35 w odstępie 30 cm (Golenkin i Jakowlew, „Dolgowremiennaja fortyfikacja” 1912 r.). Rys. 3 przedstawia schron żelazobetonowy

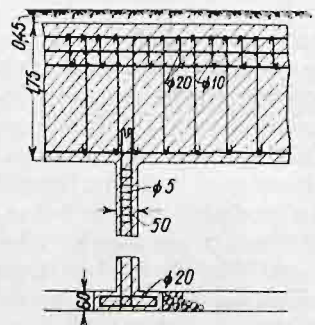


Rys. 3.

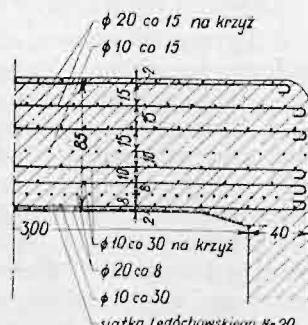


Rys. 4.

z instrukcji belgijskiej z czasów wojny światowej (1918 r.). Rys. 4 podaje strop żelbetonowy stosowany w schronach przeciwlotniczych we Francji. Uzbrojenie stanowią pręty o średnicy 15 mm. Instrukcja belgijska podaje uzbrojenie podobne: kraty z prętów 15 mm o oczkach 15 x 15 cm w odstępach 10 do 15 cm (10 od wewnątrz 15 od zewnątrz), związane między sobą prętami 15 mm, idącymi z góry nadół w odstępie 60 cm i przenikającymi na 50 cm w ściany boczne.



Rys. 5.



Rys. 6.

Rys. 5 podaje strop żelazobetonowy zastosowany w jednym ze schronów w Rzymie. Strop ten jest

znacznie słabiej uzbrojony niż francuskie i belgijskie, gdyż posiada w górnej części 3 kraty z prętów 20 mm o okach 20 x 20 cm i odstępie krat 20 cm. Kraty łączą strzemią z prętów 10 mm w odstępach 20 cm ponadto pręty pionowe 10 mm w odstępach 40 cm łączą uzbrojenie górne z dolnym, które tworzy jedna krata z prętów 15 mm o okach 40 x 40 cm.

Rys. 6 przedstawia uzbrojenie, przyjęte w naszym projekcie instrukcji budowlanej OPL biernej. Uzbrojenie to stanowi sposób pośredni między włoskim a belgijskim, co szczególnie by się uwiódociło przy zwiększeniu grubości stropu. Strop składa się z trzech odrębnych pod względem uzbrojenia części: górnej, dolnej i środkowej. W razie zwiększenia wymiarów stropu wzrosłaby jedynie część środkowa, a tem samem przybyłoby jedynie 1 — 2 rzędów prętów 10 mm w odstępie 15 cm.

Ustalenie grubości stropów opiera się na danych eksperymentalnych lub na obliczeniach teoretycznych. Dane eksperymentalne dla bomb lotniczych nie są znane. Doświadczenia były przeprowadzone we Francji z bombami lotniczymi, we Włoszech z pociskami o zmniejszonej szybkości końcowej, strzelającymi do płyt pionowych (poligon Nettuno 1935 r.). Poza tem w dużym stopniu są wykorzystane doświadczenia z pociskami artyleryjskimi z wojny światowej, które jednak co do działania bardzo różnią się od bomb lotniczych. Zwiększenie o 50% szybkości końcowej pocisków artyleryjskich (250 i 350 m/sek.) przy dużo mniejszej ilości materiału wybuchowego (lotnicze 50% wagi, artyleryjskie do 15%) i wogóle małej wadze, stwarzają przy pociskach artyleryjskich zupełnie odmienne warunki aniżeli przy bombach lotniczych.

Obliczenia teoretyczne idą po drodze analizy poszczególnych działań elementarnych, na które można rozłożyć działanie trafnej bomby lotniczej, a mianowicie: przebicie, eksplozja gazów, uderzenie. Porządek chronologiczny poszczególnych działań jest następujący: w pierwszym momencie pocisk uderza, następuje wstrząs i zgniecenie w miejscu uderzenia, oraz pocisk przebijając zagłębia się w tworzywo stropu. Na pewnej głębokości następuje wybuch i eksplozja rozsądza tworzywo. Teoretycznie możnaby ustalić zagłębienie pocisku ślepego bez materiału wybuchowego o wadze pocisku bojowego (sztucznie obciążonego), oraz wybuch pocisku wolnoprzyłożonego o tej samej ilości materiału wybuchowego. Obie fazy można zbadać eksperymentalnie i obliczyć. Najważniejszym zarzutem w tej metodzie jest nieuwzględnienie zwiększenia efektu wskutek jednoczesności działania i dzięki temu zmęczeniu tworzywa.

Wzory na zagłębienie pocisku opierają się zasadniczo na wzorze Ponceleta z 1839 r.

$$S = \frac{P}{2bgR^2 \cdot \pi \cdot i} \log \text{nat} \left(1 + \frac{b}{a} v^2 \right)$$

gdzie S — zagłębienie w m, R promień pocisku w m, P — waga pocisku w kg, v — szybkość końcowa w m/sek, i — współczynnik zależny od kształtu pocisku równy około 1, a i b współczynniki zależne od tworzywa stropu ($a \cdot 10^6$ dla muru wynosi 3 do 5, b — 47 do 82).

Wzór ten został następnie uproszczony przez Valliera do postaci:

$$S = k' \frac{P}{\pi \cdot R^2} \log \left(1 + \frac{1}{2} \frac{v^2}{10^4} \right)$$

przyczem zniknął współczynnik i zależny od kształtu bomby, współczynnik $\left(\frac{b}{a}\right) \cdot 10^6$, zależny od tworzywa, został zastąpiony przez 50, zaś $\log nat$ przez \log dziesiętny. Wpływ tworzywa wyraził się we współczynniku k' .

Współczynnik k' równa się $\frac{0,12}{b}$ i wynosi dla $b = 47 - 0,0025$, dla $b = 82 - 0,0015$. O ile przyjmiemy stosunek $\left(\frac{b}{a}\right) \cdot 10^6 \approx 15 \cdot 10^6$, to znaczy tyle, ile on wynosi dla murów i skały, wówczas wzór przyjmie postać

$$S = k' \frac{P}{\pi \cdot R^2} \log \left(1 + \frac{1}{7 \cdot 10^4} v^2 \right)$$

Zastępując \log , stanowiący funkcję szybkości, przez F i wprowadzając obciążenie przekrojowe otrzymamy wzór o postaci:

$$S = k' p_q F$$

Stellingwerff podaje wzór: $S = k'' CA$ gdzie $C = \frac{P}{1000 \cdot (2R)^2}$; przy R w metrach a P w kg otrzymuje się S w metrach.

Współczynnik k'' , charakteryzujący tworzywo stropu wynosi dla zwykłego betonu (o wytrzymałości walcowej 200 kg/cm²) — 0,88, dla muru ceglanego 1,63. Wreszcie wzór Petry o strukturze analogicznej:

$$S = \frac{P}{(2R)^2} \cdot k''' \cdot F(v)$$

$F(v)$ waha się od 0,72 do 11,30 przy wzroście szybkości od 60 do 500 m/sek. k''' dla betonu wynosi 0,64, dla muru ceglanego 1,63.

We wszystkich tych wzorach, jak widzimy, szybkość wchodzi jako specjalna funkcja. Inne natomiast wzory uwzględniają od razu szybkość przez wprowadzenie pojęcia przekrojowej energii kinetycznej i stworzenie równania pracy.

Ogólna postać tych wzorów jest: $e_q = w \cdot S$ gdzie $e_q = \frac{P v^2}{2g \cdot \pi \cdot R^2}$

We wzorze tym w oznacza opór przekrojowy, w i e wyraża się zwykle w kg/cm²; w związku z tem R (promień pocisku) jest wyrażone w cm.

Literatura niemiecka opiera się zasadniczo na wzorze Justrowa i Peresa (przerobionym ze wzoru Nobile Giorgio), uwzględniającego energję przekrojową:

$$S = e_q : w \text{ lub } S = \frac{E}{\pi \cdot R^2 \cdot w}$$

przyczem w , jako opór przekrojowy wynosi dla betonu 750 do 1200 ewent. 1500 i dla żelazobetonu

1500 — 2200. E w tym wzorze wyraża $\frac{F v^2}{2g}$

Stosując wzory powyższe do konkretnych wypadków bomb lotniczych, otrzymamy głębokość przenikania s dla bomby 300 kg z obciążeniem przekrojowym $p_q = 0,30$ kg/cm², a energją przekrojącą przy szybkości końcowej $v = 250$ m/sek $e_q = 960$ kgm/cm²:

wzór Ponceleta (dla skały) przy $a \cdot 10^{-6} = 12$ i $b = 180$ $s = 0,99$ m,

wzór Stellingwerffa dla betonu o wytrzymałości kostkowej 200 kg/cm² i $k'' = 0,88$ $s = 1,47$ m,

wzór Petry dla betonu przy $k''' = 0,64$ $s = 1,05$ m,

wzór Justrowa-Peresa dla żelazobetonu przy $w = 1540$ $s = 0,60$ m.

Żelazobeton fortyfikacyjny ma wytrzymałość kostkową znacznie wyższą od zwykłego, co odpowiednio wpływa na zmniejszenie zagłębienia.

Obliczenie działania wybuchowego bomb lotniczych sprowadza się do badania działania materiałów wybuchowych, przyczem wzory stosowane do tych obliczeń są pochodne starego wzoru Cranza, który uzależnia objętość leja w ziemi od linii ładunku: $J = 0,503 m \cdot \lambda \cdot L$, gdzie J ilość ziemi w m³, L ładunek w kg, m współczynnik zależny od tworzywa niszczonego (dla ziemi zwykłej $m = 1$), λ współczynnik zależny od materiału wybuchowego (dla bawełny strzelniczej $\lambda = 2$).

Dla otrzymania głębokości leja należy założyć nachylenie ścian leja i obliczyć go według wzoru: $J = \frac{1}{16} \pi \cdot D^2 \cdot t$, gdzie $D = 2nt$ (D — średnica leja, t — głębokość, n — nachylenie ścian leja).

Przy przejściu do ładunków wolnoprzyłożonych (nieuszczelnionych) i do betonu należy dokonać szeregu założeń, który doprowadza do wzorów, gdzie głębokość zniszczenia t w stosunku do ilości materiału wybuchowego L jest w trzecim stopniu.

Są to wzory typu: $L = c d h^3$ lub $h = \sqrt[3]{L : cd}$ przyczem c jest współczynnikiem tworzywa niszczonego, d uszczelnienia, h promień strefy zniszczenia; promień strefy zniszczenia jest związany z głębokością zniszczenia i promieniem leja na górze wzorem: $h^2 = r^2 + t^2$, gdzie r jest promieniem, a t głębokością. Justrow dla betonu przyjmuje $c = 3$ do 5, zaś d dla ładunków wolnoprzyłożonych nieuszczelnionych = 4.

Romani daje wzór: $h = \sqrt[3]{-2L : m}$, gdzie m dla muru wynosi 3,63 (dla betonu przez porównanie ze wzorem Justrowa 6,1). Uproszczony wzór Bielińskiego dla działania na beton przedstawia

się następująco: $h = m \sqrt[3]{L}$, gdzie m dla betonu wynosi 0,175, dla żelazobetonu 0,13. Wzór ten opiera się na założeniu, że nachylenie ścian wynosi 2. Przyjmując, że głębokość leja wynosi $\frac{1}{3} - \frac{1}{4}$ średnicy, otrzymamy podobne wartości, jak dla wzoru Romaniego. Przy rozpatrywaniu wzorów powyższych należy zwrócić uwagę, iż L nie jest równoznaczne z wagą całkowitą materiału wybuchowego, lecz oznacza tę część, która bierze udział w zniszczeniu stropu, dlatego też Peres poprawia wzór Justrowa dzieląc L na 5 i otrzymuje wzór:

$$h = \sqrt[3]{\frac{L}{5 \cdot d \cdot c}}$$

Pozostaje jeszcze do obliczenia efekt wstrząsu od uderzenia. Obliczenie jest tu jeszcze trudniejsze. Uderzenie następuje tak gwałtownie, że czas zagłębienia obliczony według Ponceleta wynosi 0,017 sek. Uderzenie samej bomby jest jeszcze spotęgowane uderzeniem eksplozji, które w przybliżeniu oblicza się, przyjmując energję od 1 kg materiału wybuchowego na 15 tm. Dwa działania powyższe pod względem efektu zniszczenia wysuwają się jednak na pierwsze miejsce.

Istniejące wzory na przeprowadzenie naprężenia statycznego w dynamiczne dają jedynie pojęcie, od czego zależy wytrzymałość na uderzenie i w jakim kierunku iść, żeby tę wytrzymałość zwiększyć. Wzór na współczynnik k dla przeprowadzenia naprężeń statycznych w dynamiczne dla pręta nieważkiego wynosi:

$$k = 1 + \sqrt{1 + 48 \frac{E I v^2}{q \cdot Q \cdot L^3}}$$

gdzie Q waga ciała uderzającego, L rozpiętość pręta, a v szybkość uderzenia. Uwzględniając wagę pręta G , otrzymamy wzór na strzałkę ugięcia od naprężenia dynamicznego w stosunku do strzałki ugięcia od naprężenia statycznego:

$$f = f_0 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{v^2}{g \cdot f_0 \left(1 + \frac{17 G}{35 Q} \right)}} \right) f = n \frac{Q}{E \cdot I}$$

przyczem n zależy od kształtu zginanego ciała.

Wzór Lühra dla współczynnika k , podany przez Schosbergera w „Budownictwie przeciwlotniczym” wynosi:

$$k = 0,13 \frac{Q \cdot v^2}{G \cdot f}$$

Jak widać z tych wzorów:

- 1) k jest tem większe im jest większy współczynnik sprężystości E ;
- 2) im jest mniejsza masa ciała uderzonego G ;
- 3) strzałka ugięcia od obciążenia dynamicznego wzrasta ze zmniejszeniem masy ciała uderzonego G .

Ta analiza powyższych wzorów pozwala po pierwsze kategorycznie stwierdzić, że monolity o dużej wadze własnej zachowują się lepiej. Doświadczenia wojenne w Verdun, jak również z małemi schronami we Flandrii potwierdziły całkowicie ten pogląd; po drugie, iż należy wybierać materiał z małym współczynnikiem sprężystości, co przemawia za stosowaniem betonu z tłuczni zamiast żwiru (E dla tłuczni: 195.000 — 200.000, dla żwiru 245.000 — 320.000).

Dla osiągnięcia danych co do całkowitego zniszczenia należy odpowiednio podsumować głębokość przenikania i promień zburzenia od wybuchu gazów, zwiększyć tę sumę pewną warstwą bezpieczeństwa od dołu i jeszcze zwiększyć grubość, uwzględniając to, że płyta stropowa nie leży na ziemi, lecz jest podparta względnie zakotwiona na obwodzie.

Całkowita głębokość zniszczenia jest mniejsza od sumy $S + h$, gdyż promień zniszczenia należy liczyć od środka ciężkości ładunku, biorącego udział w zniszczeniu, to znaczy mniej więcej odpo-

wiadającego części zagłębionej (należałoby tu wprowadzić jeszcze poprawkę i podnieść środek ciężkości o wysokość części, w której znajduje się głowica). Oznaczając długość bomby, względnie części biorącej udział w wybuchu, przez B , otrzymamy wzór:

$$H = S - \frac{1}{2} B + h$$

Wielkość warstwy bezpieczeństwa winna się równać takiej długości, by naprężenie na dolnej powierzchni tej warstwy nie przekraczało dopuszczalnego, przyjmując, że na górnej powierzchni jest naprężenie maksymalne i zakładając, że ciśnienie rozchodzi się pod kątem 45°. Daje to dla grubości warstwy zabezpieczającej wielkość 0,8 promienia zniszczenia (według Tollena). Uwzględniając jednak jeszcze tę okoliczność, że płyty nie leżą na ziemi, możemy zwiększyć o jeden ogólny współczynnik bezpieczeństwa wysokości 35—50% otrzymanej poprzednio sumy. Wykalkulowane w ten sposób ostateczne grubości stropów będą:

zabezpieczające od bomb	50 kg — 0,70 do 1,60 m
	100 kg — 0,80 do 1,85 m
	1000 kg — 1,30 do 3,40 m

Ta duża rozpiętość tłumaczy się różnorodnością żelazobetonu. Małe wartości odpowiadają żelazobetonowi fortyfikacyjnemu, duże — zwykłemu.

Krótki ten przegląd teorii obliczania stropów żelazobetonowych na bomby lotnicze nie wyczerpuje wszystkich metod. Nie wspominam tu o wzorze Tollena-Żytkiewicza, stosowanym w Rosji, a pochodzącym z przed wojny (1910) z modyfikacją Cytowicza z r. 1923, który opiera się na założeniach dość wątpliwej wartości, szczególnie jeśli chodzi o bomby lotnicze, ani o wzorze Birchlera z r. 1928, opartym na analizie „gięcia dynamicznego”, jako nie nadającym się zupełnie dla bomb lotniczych, — nie jest to zagadnieniem mego referatu, tych zaś, którzyby się specjalnie interesowali tem zagadnieniem odsyłam do prac, wyszczególnionych w źródłach.

Jak widzimy z tego krótkiego przeglądu nie ma w tej chwili ustalonego autorytatywnego wzoru na obliczanie stropów. Mogą one służyć dla orientacji. Ostatecznie miarodajne są wielkości sprawdzone eksperymentalnie. Dlatego też należy specjalną uwagę zwrócić na dane, podane w instrukcjach oficjalnych, bądź też stosowane w schronach, wykonywanych przez czynniki oficjalne.

Instrukcja francuska z r. 1935 (Instruction pratique sur la defense passive, Annexe Nr. 4 — Des abris) podaje dane następujące:

kaliber bomb:	grubość stropów beton.:	żelazobetonowych:
do 10 kg	0,40 m	0,25 m
50 „	1,00 „	0,70 „
100 „	1,70 „	1,10 „
300 „	2,10 „	1,40 „
1000 „	3,00 „	2,00 „

Instrukcja belgijska podaje następujące grubości stropów żelazobetonowych (Instruction provisoire sur la protection collective).

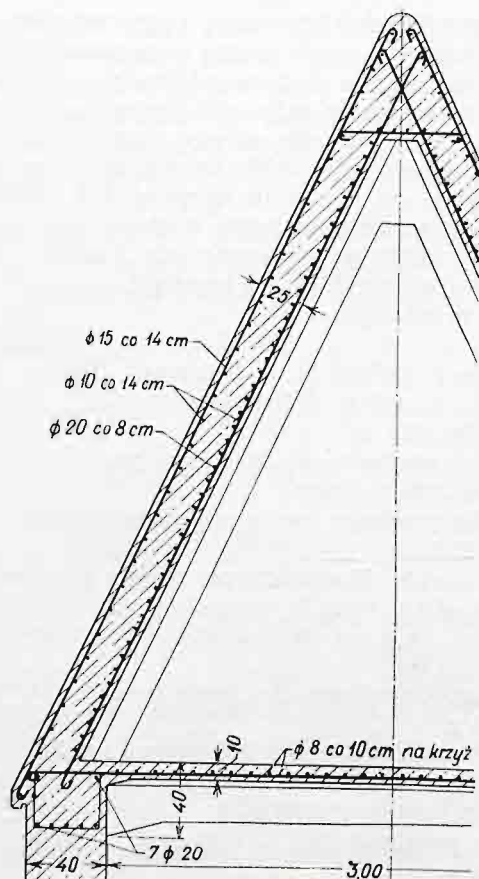
bomby	12 kg	0,55 m
„	50 „	1,10 „
„	100 „	1,45 „
„	300 „	2,00 „
„	1000 „	2,80 „

Według niemieckiej instrukcji fortyfikacji polowej z 1924 r. część III — przed bombami do 500 kg chroni 2,5 m stropu żelazobetonowego, przed bombami do 2000 kg — 3,5 m.

Instrukcja włoska (Norme tecniche z r. 1933) podaje grubości, zabezpieczające przed średnimi bombami na 1,75 m, licząc w tym 0,50 głębokość przenikania i 1,25 wytrzymałość na eksplozję. O ile nad stropem są inne żelazobetonowe, to na każdy strop należy odliczyć 10 do 12 cm. Instrukcja przytem nie kładzie nacisku, iż to ma być beton fortyfikacyjny. W schronach dla urzędów centralnych są stosowane we Włoszech stropy 1,70 cm. Instrukcja francuska przewiduje zmniejszenie zabezpieczenia w razie istnienia innych stropów powyżej, licząc dla stropu od 5 do 15 cm zmniejszenie od 3 do 12 cm.

Jak widzimy z porównania powyższych danych z otrzymanymi drogą teoretyczną, doświadczenia mniej więcej potwierdzają teorię. Rozważania powyższe dotyczą wyłącznie stropów płaskich, które nie uwzględniają rykosztu (odskoku). Ponieważ kierunek upadku bomb jest pionowy z odchyleniem w obie strony na 5° , a odskok następuje wówczas, gdy kąt upadku nie jest większy od 30° , zatem stropy strome muszą mieć nachylenie 25° do pionu.

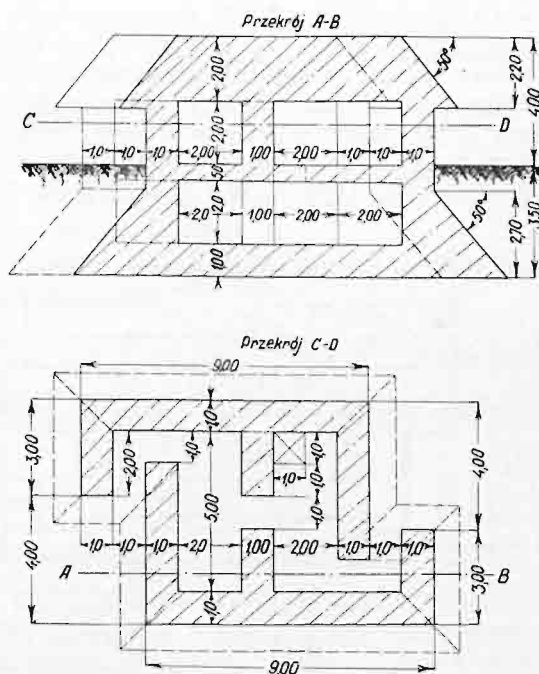
Grubość stropów stromych musi być tak obliczona, by wytrzymała siłę uderzenia, zmniejszoną proporcjonalnie do \sin kąta nachylenia, gdyż uderzenie będzie prostopadłe do płaszczyzny stropu. (rys. 7). Ściany boczne nie są narażone na bezpo-



Rys. 7.

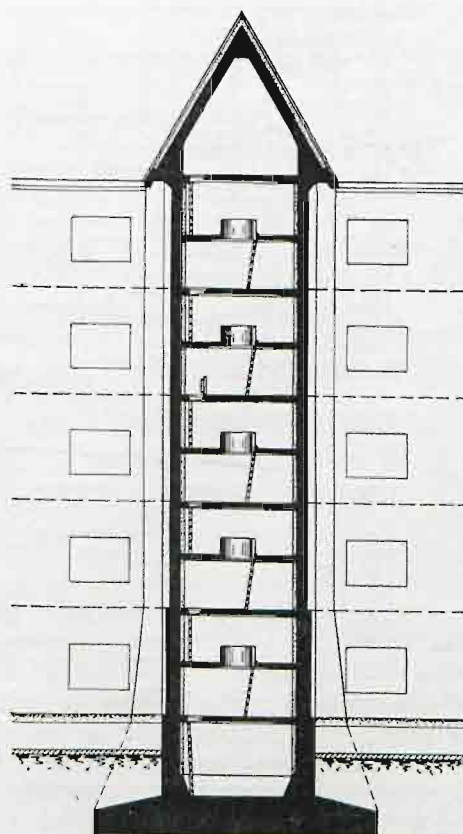
średnie działania bomb, działanie podmuchowe jest bez porównania słabsze i groźne jedynie dla mu-

rów ceglanych na zaprawie wapiennej, które wytrzymują ciśnienie do 200 kg/cm². Ze względu na



Rys. 8.

konieczność mocnego zakotwienia stropu oraz sprzężenia całości, jako jeden monolit, co jest korzystne dla wytrzymałości stropu, wskazane jest stosować ściany również żelazobetonowe. Odnosi się to zresztą nie tylko do ścian zewnętrznych, ale i wewnętrznych, które usztywniają cały schron. Odległość wzajemna ścian określa warunek rozpiętości stropu max. 4,5 m. Grubość ścian bywa

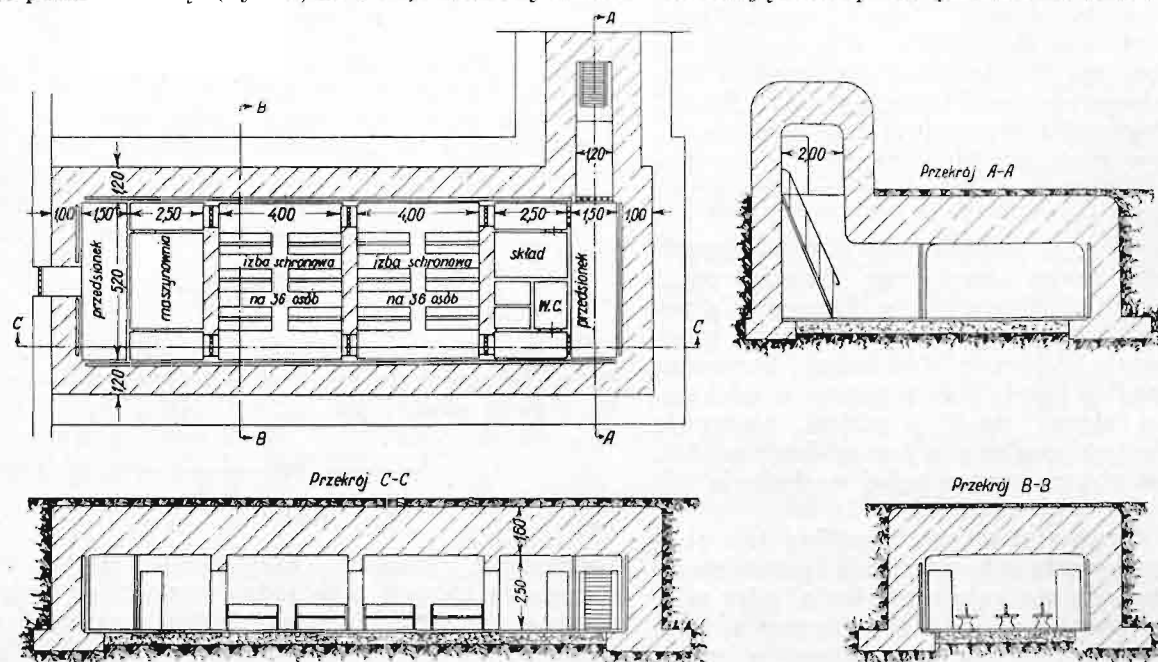


Rys. 9.

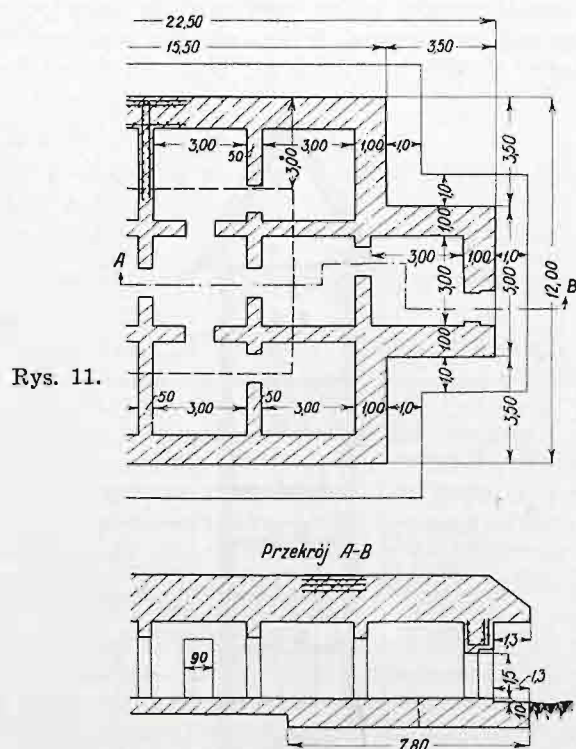
stosowana od 60 do 80 cm, uzbrojenie słabsze niż stropu, związane z uzbrojeniem stropu. Od dołu stosuje się albo wspólną płytę fundamentową, lub rozszerzenia pod ścianami (patrz strop włoski).

Schrony przeciwlotnicze mogą być oddzielne stojące i w budynkach. Schrony oddzielne są przeważnie w jednej najwyżej w dwóch kondygnacjach przyczem mogą całkowicie lub częściowo wystawać ponad ziemią. (rys. 8, 10 i 11). Schrony w bu-

9). W ten sposób na każdym piętrze znajdują się schrony wytrzymałe. Jest to lepsze wykorzystanie stropu kosztem wzmocnienia ścian. Taki wysoki schron musi być ponadto silnie sprzężony stropami międzypiętrowymi. Schosberger obawia się, że w razie zniszczenia takiego stropu gruz stąd powstałe zniszczy wszystko pod spodem. Sądzę, że jest to pogląd niesłuszny: przedewszystkiem obliczając strop na pewien kaliber bomb z pew-



Rys. 10.



Rys. 11.

dynkach stanowią konstrukcyjnie odrębny element związany architektonicznie w jedną całość z budynkiem. Nie mogąc ze względu na koszty pokryć całego budynku stropem wytrzymałym, ograniczamy to zabezpieczenie do części budynku. Strop daje się często nad górnym piętrem zabezpieczając tem wszystkie kondygnacje dolne (rys.

nem prawdopodobieństwem, zgóry musimy uznać, jako wystarczające pewne prawdopodobieństwo zabezpieczenia, poza tem gdyby ciężkiego stropu w takim niespodzianie trafionym wielką bombą budynku nie było, to straty przy braku takiego stropu napewno nie wiele by się zmniejszyły.

Budynki ze stromym dachem nad częścią budynku stają się budynkami wieżowymi lub grzbietowymi, zależnie od tego, czy kształt schronu w planie jest zbliżony do kwadratu, czy do wydłużonego prostokąta.

ŹRÓDŁA

- Instrukcja budowlana O. P. L. biernej. 1934 r.
- Niemiecka instrukcja o fortyfikacji polowej Cz. III tłum. polskie 1925 r.
- Instruction provisoire sur la defense passive. Ann. 4 Des abris. 1935 r. Paris.
- Instruction provisoire sur la protection collective, Bruxelles 1934 r.
- Norme tecniche da adottarsi per rendere meno vulnerabili dalle offese aeree le costruzioni edilizie e le relative condutture e per la costruzione dei ricoveri. Roma 1933 r.
- W. Vieser. Grundlagen des bautechnischen Luftschutzes. 1935 r.
- K. Kleczke. Obliczanie płyt żelbetowych na działanie pocisków artyleryjskich i bomb lotniczych. Przegląd wojkowo-techniczny 1933 r.
- Schroty przeciwlotnicze. J. Siłkowski i K. Biesiekiński. 1934 r.
- Schosberger. Budownictwo przeciwlotnicze. tłum. polskie 1935 r.
- Stellingwerff. La protezione dei fabbricati dagli attacchi aerei. 1936 r.

PRAKTYCZNE WSKAZÓWKI DO OBLICZANIA SŁUPÓW ŻELBETOWYCH Z UZWOJENIEM WEDŁUG PN/B — 195

Inż. Isser Harband, Kraków

Referat niniejszy jest dalszym ciągiem równocześnie z ogłoszonego referatu „Zasięg możliwości stosowania słupów żelbetowych z uzwojeniem według PN/B — 195” w tym znaczeniu, że będziemy się posługiwać wynikami, uzasadnionymi teoretycznie w powyższym referacie, — dla uniknięcia powtarzań. Niemniej jednak jest niniejszy referat tak ułożony, że stanowi oddzielną całość. Wyodrębnił bowiem w nim wyłącznie te rzeczy, które służą bezpośrednio do praktycznego przeprowadzenia wymiarowania na jednolitej zasadzie jak dla słupów z wzmocnieniem podłużnym. Z tych właśnie względów praktycznych ograniczamy się do słupów z rdzeniem kołowym, nadmieniając tylko, że w ten sam sposób przeprowadza się wymiarowanie słupów o rdzeniu kwadratowym.

Słupy uzwojone o rdzeniu kołowym obliczamy wg. wzoru ¹⁾:

$$P = 1,25 k_b (F_r + 15 F_{zu}) \quad (1)$$

gdzie

$$F_{zu} = \frac{F_z + 2 F_u}{1,25} \quad (2)$$

F_{zu} nazywamy zastępczym wzmocnieniem słupa uzwojonego w tym znaczeniu, że zastępując oba wzmocnienia słupów uzwojonych jednym zastępczym wzmocnieniem na podstawie równania (2) możemy — jak to widać z równania (1) — słupy uzbrojone obliczyć w ten sam sposób, jak słupy z wkładkami podłużnymi, jeżeli oprócz tego przyjmiemy dopuszczalne naprężenie betonu o 25% większe.

Podstawmy jeszcze

$$\frac{F_z}{F_r} = \varphi_z \quad (3)$$

$$\frac{F_u}{F_r} = \varphi_u \quad (4)$$

$$\frac{F_{zu}}{F_r} = \varphi_{zu} \quad (5)$$

i nazwijmy

φ_z współczynnikiem wzmocnienia podłużnego

φ_u „ „ „ owijającego

φ_{zu} „ „ „ zastępczego

to otrzymamy równania (1) i (2) w formie

$$P = 1,25 k_b F_r (1 + 15 \varphi_{zu}) \quad (1')$$

$$\varphi_{zu} = \frac{\varphi_z + 2 \varphi_u}{1,25} \quad (2')$$

podstawmy następnie w równaniu (1') zamiast

$$F_r = \frac{d_r^2 \pi}{4} \text{ i załóżmy, że będziemy wstawiali war-}$$

tości P w tonnach, k_b w kg/cm^2 , to otrzymamy po przekształceniu

$$\frac{d_r^2 \pi}{4} \cdot 1,25 k_b = \frac{1000}{1 + 15 \varphi_{zu}} \cdot P \quad \text{względnie}$$

jeżeli oznaczymy symbolicznie:

$$\frac{1000}{1 + 15 \varphi_{zu}} = [\varphi]^2 \quad (6)$$

$$\frac{d_r^2 \pi}{4} \cdot 1,25 k_b = [\varphi]^2 \cdot P \quad (I)$$

Na podstawie równania (I) otrzymujemy średnicę rdzenia d_r , jeżeli mamy dane dopuszczalne naprężenie betonu k_b , siłę osiową i przyjmiemy wartość φ_{zu} w ten sposób ażeby ²⁾

$$0,0185 \leq \varphi_{zu} \leq 0,0933$$

Jeżeli w równaniu (I') podstawimy za F_r wartość z równania (5) i będziemy jak poprzednio wstawiali wartość: za P w tonnach, a k_b w kg/cm^2 otrzymamy

$$P = 1,25 k_b F_{zu} \frac{1 + 15 \varphi_{zu}}{1000 \varphi_{zu}} \quad \text{albo}$$

$$F_{zu} \cdot 1,25 k_b = \frac{1000 \varphi_{zu}}{1 + 15 \varphi_{zu}} \cdot P$$

oznaczymy jeszcze symbolicznie $\frac{1000 \varphi_{zu}}{1 + 15 \varphi_{zu}} = (\varphi)^2$ (7)

to otrzymamy ostatecznie

$$F_{zu} \cdot 1,25 k_b = (\varphi)^2 P \quad (II)$$

Na podstawie równania (II) otrzymujemy zastępcze wzmocnienie F_{zu} , jeżeli mamy dane (jak poprzednio), dopuszczalne naprężenie betonu k_b siłę osiową P i tę samą wartość φ_{zu} , jaką przyjęliśmy poprzednio do równania (I).

Równania (I) i (II) mają analogiczną budowę, dającą się przedstawić nomogramem o 4 podziałkach równoległych ³⁾.

Na rys. 1 przedstawiono jeden z możliwych nomogramów obrazujący równanie (I), a służący do wyznaczenia wartości d_r względnie $\frac{F_r}{100}$. Nomo-

gram ten zawiera podziałkę ciężarów (udźwigu) P w tonnach, podziałkę naprężeń $1,25 k_b$ w kg/cm^2 , obie te podziałki są powiązane osią w ; następnie podziałkę współczynników $[\varphi]^2$, obliczonych na podstawie równania (6), a oznaczonej procentem zastępczego wzmocnienia i wreszcie podziałkę śred-

²⁾ Zobacz referat autora „Zasięg możliwości stosowania słupów z uzwojeniem równanie (IV).

³⁾ Zobacz referat autora na I. Zjazd Żelbetników w Warszawie 1931. „Suwak logarytmiczny jako nomogram do obliczania zespołów żelbetowych”.

¹⁾ Dla znakowania jest miarodajne PN/B — 197.

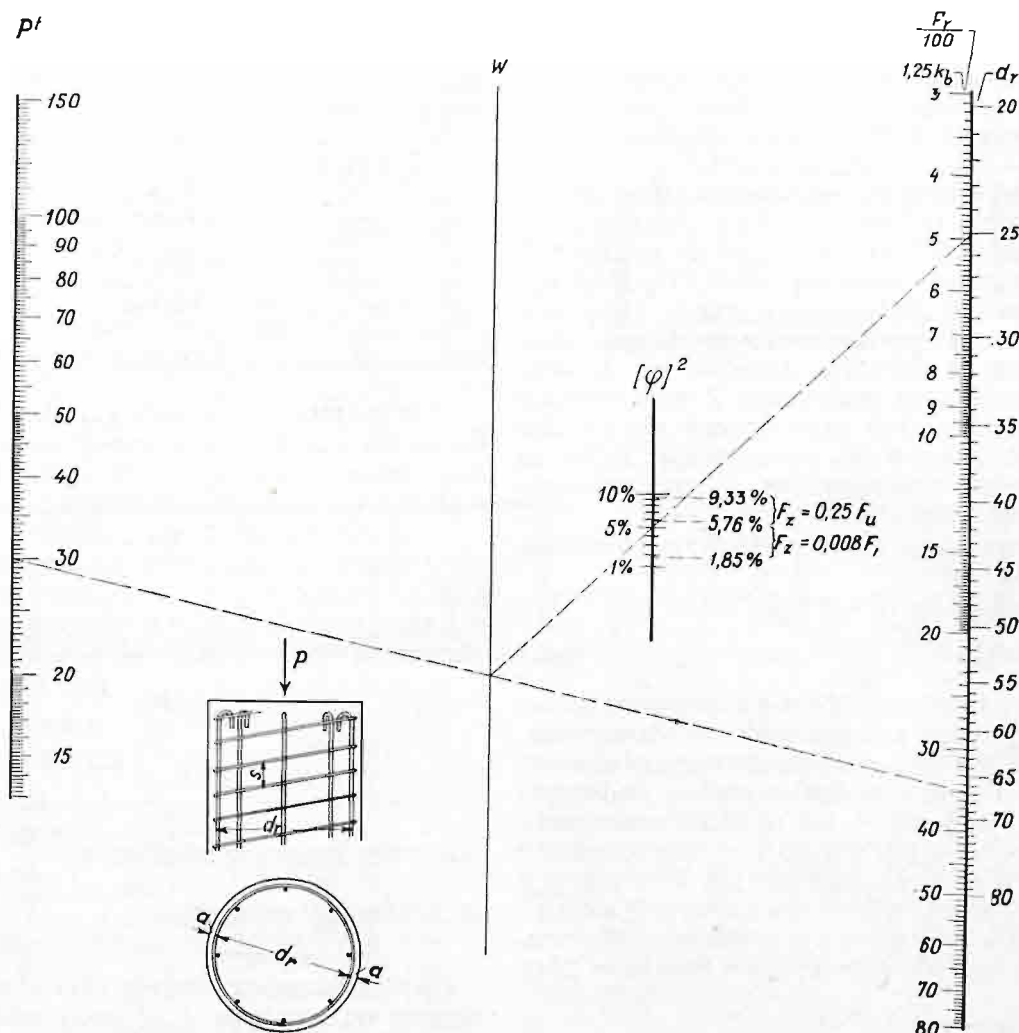
nić rdzenia d_r . Te ostatnie dwie podziałki są również powiązane tą samą osią w t. z., że dwie należące do siebie wartości na obu parach podziałek, przecinają się w jednym punkcie na osi w .

Na rys. 1 przedstawiono przykład, gdy dana jest siła osiowa $P = 30t$, dopuszczalne naprężenie betonu $k_b = 28 \text{ kg/cm}^2$, zatem $1,25 k_b = 35 \text{ kg/cm}^2$; te dwie wartości ze sobą połączone dają

granice 5,76% miarodajną dla wzmacnienia podłużnego F_s a mianowicie:

Jeżeli przyjmiemy procent zastępczego wzmacnienia 100 φ_{su} między wartościami 1,85% i 5,76% należy przyjąć

$$\varphi_s \geq 0,008 \text{ albo } F_s \geq 0,008 F_r \quad (\text{III}/_1)$$



Rys. 1.

na osi w punkt, który połączony z dobraną wartością wzmacnienia zastępczego 5% na podziałce $[\varphi]^2$, daje na podziałce wymiarów $d_r = 25 \text{ cm}$ lub $\frac{F_r}{100} = 4,9 \text{ cm}^2$ *) czyli $F_r = 490 \text{ cm}^2$. F_{su} jest

wtedy równe $0,05 \times 490 = 24,3 \text{ cm}^2$. Widzimy z tego, że nie potrzeba nam nomogramu do przedstawienia równania (II), bowiem możemy przy pomocy wartości F_r natychmiast F_{su} obliczyć.

Na podziałce współczynników zaznaczono trzy graniczne wartości dla φ_{su} , a mianowicie dolną granicę 1,85% i górną 9,33%, poniżej wzgl. powyżej której nie można wymiarować, oraz środkową

Jeżeli zaś przyjmiemy procent zastępczego wzmacnienia między wartościami 5,76% i 9,33%, należy przyjąć $\varphi_s \geq 0,25 \varphi_u$ albo $F_s \geq 0,25 F_u$ albo wreszcie na podstawie równania (2)

$$F_s \geq 0,14 F_{su} \quad (\text{III}/_2)$$

Po ustaleniu wartości F_s i zaokrągleniu jej wgórę do całkowitej liczby prętów wzmacnienia podłużnego, wyznaczamy na podstawie równania (2) wartość

$$F_u = \frac{1,25 F_{su} - F_s}{2} \quad \dots \quad (\text{IV})$$

Pozostają jeszcze do wyznaczenia elementy uzwojenia t. j. średnica drutu owijającego ϕ i skok uzwojenia s wzgl. ilość zwojów na 1 mb

*) Podziałka $\frac{F_r}{100}$ jest identyczna z podziałką $1,25 k_b$

słupa $\frac{100}{s}$.

$$F_u = \frac{100}{s} \cdot \frac{d_r \pi \frac{\phi^2 \pi}{4}}{100} \quad (8)$$

Napiszmy to równanie w następującej formie

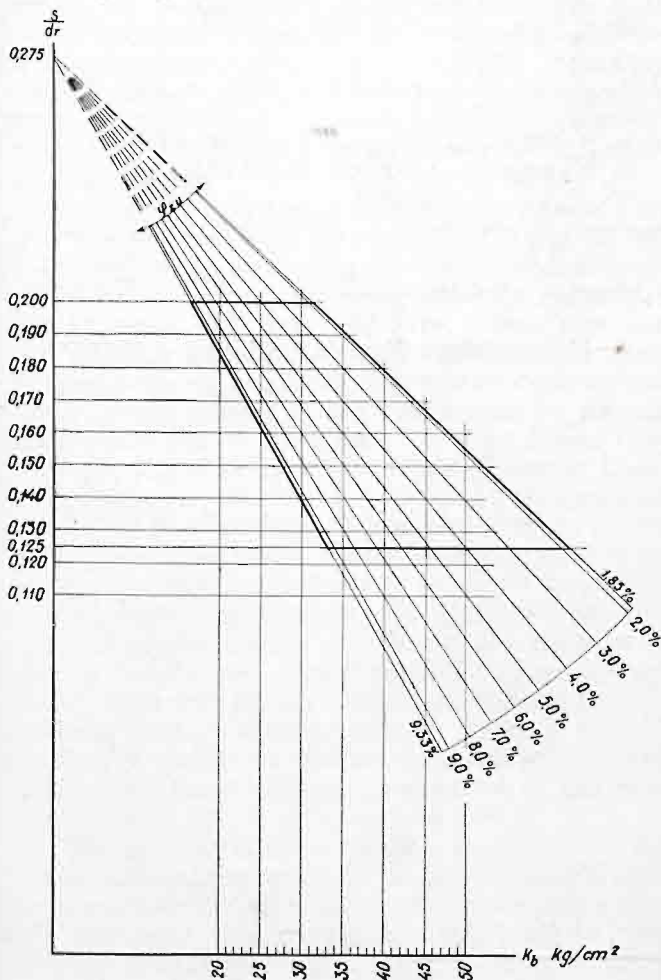
$$\frac{100 F_u}{\pi d_r} = \frac{100}{s} \cdot \frac{\phi^2 \pi}{4} \quad \text{i oznaczmy}$$

$$\frac{100 F_u}{\pi d_r} = F_u' \quad (9)$$

to (8) równanie otrzymuje kształt

$$F_u' = \frac{100}{s} \cdot \frac{\phi^2 \pi}{4} \quad (V)$$

i nadaje się do obliczenia zapomocą tabelki żelaza.



Rys. 2.

Z równania (9) widzimy, że F_u' jest wzmocnieniem owijającym, przeliczonem na 1 mb obwo-
du rdzenia. Tę wielkość wzmocnienia owijającego nazwiemy właściwym wzmocnieniem owijającym
słupa i tylko ono jest miarodajne dla wypośrodko-
wania elementów uzwojenia.

Wyznaczywszy zatem wartość właściwego
wzmocnienia owijającego F_u' , możemy na pod-
stawie tabelki żelaza, dobrać odpowiednią ilość
zwojów i średnicę pręta owijającego.

Minimalna ilość zwojów $\frac{100}{s}$ wynika jednak

z wartości skoku, obliczonej na podstawie rów-
nania

W myśl definicji na F_u' jest

$$\frac{s}{d_r} \leq 0,275 - 0,001875 k_b (1 + 15 \varphi_{zu}) \quad (VI)$$

Równanie to jest przedstawione na rys. 2.

Przykład 1.

Skonstruować okrągły słup uzwojony na
udźwig 43 t przy dopuszczalnym naprężeniu beto-
nu $k_b = 32 \text{ kg/cm}^2$.

1. Obliczamy d_r na podstawie nomogramu rys.
1 lub też na podstawie równania. (1'). Łączymy
więc wartość 43 podziałki P z wartością 40 (1,25
 k_b) podziałki naprężeń, otrzymujemy na osi w
punkt przecięcia, który połączony z granicznymi
wartościami procentów uzbrojenia na podziałce
[φ]² wyznacza nam wartości graniczne:

a) dla 100 $\varphi_{zu} = 1,85\%$ max $d_r = 32,6 \text{ cm}$

b) dla 100 $\varphi_{zu} = 9,3\%$ min $d_r = 24,5 \text{ cm}$

Przypuśćmy, że zdecydowaliśmy się na wartość
 $d_r = 30 \text{ cm}$, a zatem $F_r = 707 \text{ cm}^2$

jeżeli ten punkt podziałki wymiarów połączymy
z poprzednio otrzymanym punktem na osi w ,
otrzymamy na podziałce współczynników oznaczoną
wartością⁶⁾ 100 $\varphi_{zu} = 3,5\%$, wobec czego otrzymu-
jemy

$$F_{zu} = 0,035 \cdot 707 = 24,85 \text{ cm}^2$$

Wzmocnienie podłużne przyjmujemy $0,008 F_r$,
ponieważ 100 $\varphi_{zu} < 5,76\%$, a zatem

$$F_z \geq 0,008 F_r \geq 5,65 \text{ cm}^2$$

temu odpowiada 6 $\phi 12$ o powierzchni $F_z = 6,8 \text{ cm}^2$

Mając tę wartość, obliczamy na podstawie rów-
nania (IV)

$$F_u = \frac{1,25 \cdot 24,85 - 6,8}{2} = 12,1 \text{ cm}^2, \text{ a potem}$$

$$F_u' = \frac{100 \cdot 12,1}{\pi \cdot 30} = 12,85 \text{ cm}^2$$

oraz na podstawie rys. 2.

$$\frac{s}{d_r} \leq 0,182 \quad \text{czyli } s \leq 5,46 \text{ cm}$$

minimalna ilość zwojów $\frac{100}{s} = 18,3$.

Na podstawie równania (V) otrzymujemy za-
tem wzmocnienie owijające 1 $\phi 9 \text{ mm}$ 21 razy
nawinięta lub 1 $\phi 8 \text{ mm}$ 26 razy nawinięta na
1 mb słupa.

Zbadajmy teraz czy spełnione są warunki prze-
pisów;

$$1. F_r = 707 \text{ cm}^2, 3 F_r = 2121 \text{ cm}^2, F_u' =$$

⁵⁾ $\frac{100}{s}$ jest ilość zwojów na 100 cm długości słupa,

$d_r \pi$ jest długość jednego zwoju, $\frac{\phi^2 \pi}{4}$ jest przekrojem
druku owijającego.

⁶⁾ Albo też rozwiązując równanie (1') ze względu na
 φ_{zu} , mianowicie:

$$\varphi_{zu} = \frac{P}{1,25 k_b \cdot F_r} - 1$$

$$= 1,25 \times 707 + 15 \times 6,8 + 30 \times 12,1 = 1349 \text{ cm}^2 < 2121 \text{ cm}^2,$$

$$2. \frac{F_u}{F_r} = \frac{12,1}{707} = 0,0171 > 0,007$$

$$3. \frac{F_s}{F_u} = \frac{6,8}{12,1} = 0,561 > 0,25$$

$$4. 0,008 \cdot 707 = 5,65 \text{ cm}^2 < 6,8 \text{ cm}^2$$

5. Napężenie nieuzbrojonego rdzenia wynosi

$$\sigma_b = \frac{43000}{707} = 60,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{zatem } \frac{s}{d_r} \leq 0,125 + \frac{(100 - 60,8) \cdot 0,075}{50} \text{ czyli}$$

$$\frac{s}{d_r} \leq 0,184$$

6. Udźwig słupa $P = 32 \times 1349 = 43.168 \text{ kg}$
Przykład 2.

Do wymiarowania słupa o rdzeniu kołowym są dane:

Siła osiowa $P = 43 \text{ t}$, dopuszczalne napężenie $k_b = 32 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi_{zu} = 0,068$ (6,8%).

Na podstawie nomogramu (rys. 1) lub równania (1') otrzymujemy

$$d_r = 26 \text{ cm} \text{ wzgl. } F_r = 531 \text{ cm}^2$$

a następnie $F_{zu} = 0,068 \times 531 = 36,4 \text{ cm}^2$

Ponieważ $\varphi_{zu} > 0,0576$ obliczamy F_s z równania III/2 zatem $F_s > 0,14 \times 36,4 > 5,1 \text{ cm}^2$ przyjmujemy $5 \text{ } \emptyset 12$ o powierzchni $F_s = 5,65 \text{ cm}^2$,

Przy pomocy tej wartości otrzymujemy

$$F_u = \frac{1,25 \cdot 36,4 - 5,65}{2} = 19,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{ i } F_u' = \frac{1992}{\pi \cdot 26} = 24,4 \text{ cm}^2$$

Na podstawie wykresu rys. 2 otrzymujemy

$$\frac{s}{d_r} < 0,158 \quad \text{czyli } s < 4,1 \text{ cm}$$

$$\text{zatem ilość zwojów } \frac{100}{s} > 24,5,$$

czyli 1 $\emptyset 10$ nawinięta 31 razy na 1 mb słupa.

Sprawdzenie warunków:

$$1. \quad F_r = 531 \text{ cm}^2 \quad 3 \quad F_r = 1593 \text{ cm}^2, \quad F_u' = 1,25 \cdot 531 + 15 \cdot 5,65 + 30 \times 19,92 = 1346,5 \text{ cm}^2 < 1593$$

$$2. \quad \frac{F_u}{F_r} = \frac{19,92}{531} = 0,0375 > 0,007$$

$$3. \quad \frac{F_s}{F_u} = \frac{5,65}{19,92} = 0,283 > 0,25$$

$$4. \quad 0,008 \times 531 \text{ cm}^2 = 4,2 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2.$$

5. Napężenie nieuzbrojonego rdzenia

$$\sigma_b = \frac{43.000}{531} = 81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{zatem } \frac{s}{d_r} \leq 0,125 + \frac{(100 - 81) \cdot 0,075}{50} \leq 0,153$$

6. Udźwig słupa $P = 32 \times 1346,5 = 43.080 \text{ kg}$.

WPŁYW KONSTRUKTORA NA KSZTAŁTOWANIE SIĘ CEN OFERTOWYCH KONSTRUKCYJ STALOWYCH

Inż. Stanisław Kramarz, Sosnowiec

Z reguły prawie zawsze zamówienie konstrukcji stalowej, jakiegokolwiek jednostki budowlanej, oparte jest na cenie jednostkowej wagi rzeczywistej. Rzadziej określa się cenę jednostkową na podstawie wagi teoretycznej, które to wypadki zachodzą przy dostawach rządowych i wymagają dostarczenia rysunków wykonawczych. Wagę konstrukcji ustala się na podstawie wstępnego projektu ogólnego, bez poprzedzającego go dokładnego obliczenia statycznego, oraz bez wykonania rysunków warsztatowych, a jedynie na podstawie wstępnych, grubo przybliżonych obliczeń, względnie, co często ma miejsce, na podstawie wykonanych już podobnych obiektów.

Ponieważ zamówienia zwyczajowo opierają się na cenie jednostkowej gotowej konstrukcji, łącznie z montażem — względnie czasami z wyłączeniem montażu — więc zamawiający chciałby, aby dany obiekt ważył jak najmniej przy pełnej jego wytrzymałości. Dlatego też właściciel budowy, chcąc zorientować się w kosztach przyszłej budowy stalowej, zbiera oferty od kilku producentów, na podstawie których to ofert zestawia przybliżoną ogólną wagę konstrukcji oraz koszty wykonania. Chcąc w następstwie uchronić się od możliwości przekroczenia wagi ofertowej najczęściej w umowie robi zastrzeżenia, że waga rzeczywista nie może przekraczać pewnego określonego procentu wagi ofertowej, względnie, że nadwyżka ponad wspomniany procent nie będzie płacona. Następnie, na potwierdzenie dostatecznej wytrzymałości konstrukcji stalowej, żąda wykonania dokładnego obliczenia statycznego, uzasadniającego podaną wagę, a które to obliczenie służyć ma jednocześnie potrzebom władz policyjno - budowlanych. Procent ten u nas przyjął się na $\pm 5\%$.

Często zastrzeżenie o maksymalnej granicy wagi podlegającej zapłacie, w zamówieniach zostaje pominięte, dając w następstwie większą swobodę dostawcy przekroczenie wagi, bądź to przez możliwość stosowania prostych i nieekonomicznych układów statycznych, powodujących zużycie większej ilości grubego materiału przy minimalnej robociznie warsztatowej, bądź to przez niewyzyskanie materiałów do granic naprężeń dopuszczalnych. Z drugiej strony walka konkurencyjna zmusza zakłady przetwórcze do jak najbardziej ostrożnego określania wagi projektowanego obiektu, gdyż w większości wypadków — zwłaszcza klient prywatny — opierając się na zebranych ofertach, określa przypuszczalną wagę budynku wg. najmniejszej z oferowanych, starając się jednocześnie uzyskać również i najniższą cenę.

Podstawą dalszych pertraktacji klienta z dostawcą są wartości, wypośredkowane z nadesłanych ofert w sposób dla niego najbardziej korzy-

stny, to znaczy, że klient zdąża do oddania zamówienia według najniższej wagi oraz najniższej ceny z pośród rozpatrywanych ofert. Po złożeniu ofert, wszyscy oferenci mają możliwość poznać możliwości konkurencyjne swoich ofert przez zapoznanie się z wagami i cenami firm konkurencyjnych. Oferenci o wyższej wadze z miejsca obniżają wagę oferowaną, a oferenci o wyższej cenie jednostkowej obniżają swoje ceny ofertowe. Walka ta prowadzi czasem do wyników absurdalnych, niczem nie uzasadniających wagi i cen, podanych w ofertach. Klient natomiast po ostatecznych uzgodnieniach i oddaniu jednemu oferentowi całości do wykonania w rzeczywistości nie wie, czy jeszcze teraz, po wybitnem obniżeniu wagi i ceny, nie przepłaca zamierzonej budowy.

Walka konkurencyjna pomiędzy dostawcami nie ma żadnych uzasadnień ani natury technicznej ani gospodarczej, a opiera się jedynie na przesłankach ogólnikowych, mniej lub więcej mocnych w efekty w zależności od elokwencji akwizytora. Ustalenie wagi ostatecznej między oferentem a odbiorcą najczęściej odbywa się z wyłączeniem biura konstrukcyjnego, względnie w porozumieniu z temże biurem, któremu pozostawia się tak krótki czas na ponowne rozpatrzenie oferty, że niemożliwością staje się dokładne uzasadnienie oferowanej, względnie skorygowanej wagi i ceny. Trzeba bowiem pamiętać, że we wszystkich zakładach przetwórczych ścierają się ze sobą dwa czynniki o odmiennych sposobach podejścia do zagadnień projektowanej budowli stalowej, przyczem czynnik akwizycyjny pragnie zamówienie za wszelką cenę otrzymać, a czynnik drugi, natury handlowej i technicznej, pragnie zamówienie otrzymać przy zapewnieniu sobie odpowiedniego zysku i przy poprawnem technicznym rozwiązaniu.

Najczęściej oferta zostaje oparta na wstępnym projekcie, opracowanym na życzenie klienta przez oferenta, przyczem ten ostatni prawie zawsze ma zupełną swobodę podejścia do tematu z punktu widzenia konstruktorskiego i może zaprojektować dany obiekt z uwzględnieniem wszelkich zasad statyki budowlanej, z możliwością wybrania najekonomiczniejszych układów statycznych, z uwzględnieniem kosztów wykonania i montażu, estetyki i t. d. Naturalnie, że przy tem i dany obiekt musi być celowy i odpowiadać w założeniu potrzebom, do których będzie w przyszłości przeznaczony.

Skąd pochodzi ta rozbieżność wag i cen oferowanych w konstrukcjach stalowych? Na koszt konstrukcji stalowej składają się w głównych zarysach: koszty materiału, koszty biurowe (biura konstrukcyjne i handlowe), koszty warsztatowe oraz montażowe. Dokładne określenie wyżej wspomnianych kosztów daje dopiero najniższe

koszty wykonania, przy założeniu racjonalnego rozwiązania konstrukcyjnego, uwzględniającego wszystkie czynniki natury technicznej i ekonomii budowy.

Podstawą do określenia powyższych kosztów będzie projekt, wykonany przez konstruktora, który to konstruktor jest więc pierwszym czynnikiem nadającym kierunek, względnie wytyczającą drogę, prowadzącą do ostatecznych kosztów. Doświadczony konstruktor i pewny statyk zawsze znajdzie rozwiązanie, prowadzące do potanienia budowy, przez rozwiązanie konstrukcyjne, dające wagę najmniejszą przy utrzymaniu stałości projektowanego obiektu stalowego. Naturalnie, że wysiłek konstruktora, zmierzającego tylko do zmniejszenia wagi, bez uwzględnienia kosztów robocizny względnie kosztów montażowych, jest problematyczny, gdyż klientowi nie tyle chodzi o wagę, ile o ostateczną cenę. Najtańsze będzie więc to rozwiązanie, które daje ostateczną najniższą sumaryczną kwotę budowlą.

Koszty wykonania warsztatowego są zależne od konstrukcyjnego rozwiązania wszystkich szczegółów, których obróbka warsztatowa ma określone stawki, ustalone indywidualnie w poszczególnych zakładach przetwórczych. Na wysokość tych stawek konstruktor nie ma wpływu, natomiast wybitny ma wpływ na rodzaj obróbki. Przez odpowiednie rozwiązanie szczegółów, dających połączenia pewne, proste i łatwe w wykonaniu, wpływa się pośrednio na wysokość kosztów robocizny. Celem bliższego rozpatrzenia wpływu konstruktora na ukształtowanie się cen ofertowych, rozważmy jego czynności, uwidaczniające się w kolejności prac każdej budowli stalowej.

A więc zaczniemy od projektów. Poważniejsze zakłady przetwórcze, mające za sobą wieloletnie doświadczenie i bogate zbiory rysunkowe obiektów wykonanych, dysponują szerokim materiałem doświadczenia, pozwalającym na ekonomiczne i konstrukcyjnie dobre rozwiązanie nowych budowli. Tutaj trudności konstruktora są znacznie mniejsze i zawsze można doświadczenia zdobyte w latach ubiegłych zużytkować przy budowlach nowych, dając klientowi projekt dobry o najmniejszych kosztach wykonawczych. I tutaj można zauważyć, że najniższe ceny jednostkowe nie wiążą się z najniższą wagą. I tak doświadczony konstruktor nie zaprojektuje np. płatwi na 8 m jako niskie belki kratowe, dlatego tylko, że są to belki lekkie, lecz zastosuje belki walcowane, przegubowe, gdyż ich cena końcowa będzie niższa, mimo że waga będzie większa. Podobnie np. odstępki wiazarów, ich rozpiętości i typy są dla dobrego konstruktora pojęciami dostatecznie opanowanymi i z tej racji nie popełni błędów, objawiającego się wyższymi kosztami. Są więc obiekty, których zaprojektowanie oparte na obiektach wykonanych, uwzględniających doświadczenia zdobyte poprzednio, daje zawsze tak wagi jak i ceny uzasadnione pod względem technicznym i ekonomicznym. Każde odchylenie od tych zasad ustalonych prowadzi do wyników ujemnych, odbijających się na kosztach ofertowych. Zupełnie inaczej przedstawia się sprawa konstrukcji stalowych, stanowiących pewne jednostki budowlane, wyróżniające się tak pod względem

swego kształtu jak i przeznaczenia z pośród normalnie spotykanych. Tutaj odpowiednio umiejętnie podejście do tematu przez konstruktora wyraża się już w projekcie doboru najracjonalniejszego układu statycznego, przy jednoczesnym uwzględnieniu kosztów robocizny. Samo rozwiązanie, narzucone przez konstruktora, może zdecydować o powodzeniu oferty, a tem samem stać się poważnym argumentem uzasadniającym koszty wykonawcze.

Przy takich obiektach stalowych o różnorodnych układach statycznych, widzi się zawsze znaczne różnice tak w wagach, jak i w cenach jednostkowych. Są to różnice czasami tak znaczne, że dla klienta, najczęściej laika w tych sprawach, są zagadkami nierozwiązalnymi i nasuwają mimowoli pytanie, który z oferentów albo błąd popełnił, albo nie posiada odpowiedniego personelu. Dla przykładu przytoczę budowę kotłowni w jednym z centrum przemysłu naftowego, gdzie oferty na konstrukcję stalową różniły się o 110 tonn. I tak najniższa opiewała na 170 t. a najwyższa na 280 t. Była to różnica na owe czasy około 110.000, — zł. i która to różnica w oczach klienta nie znajdowała uzasadnienia. Rozstrzygnięcie nie było łatwe, gdyż i uczciwość kupiecka nie pozwalała klientowi na arbitralne przyjęcie dużo niższej oferty, która mogła dostawcę narazić na poważne straty, o ile konstruktor określający wagę popełnił błąd. Oferta niższa była spowodowana dobraniem układów statycznych, gdzie konstruktor odpowiednimi układami ramowymi potrafił tak zmniejszyć wagę budynku, wysokiego około 25 m, że aczkolwiek robocizna była droższa, to niemniej ogólne koszty były znacznie niższe. Doraźna kontrola jednego z profesorów Politechniki Lwowskiej zdolała przekonać klienta, że oferta niższa uzasadnia podaną wagę i z punktu widzenia bezpieczeństwa nie nasuwa żadnych obaw.

Takich wypadków mógłbym podać więcej. Podobny wypadek zaszedł przy budowie jednej cukrowni w poznańskim, gdzie różnica wag wynosiła 20%; przy wieży wyciągowej w jednej kopalni Zagłębia Dąbrowskiego około 30%; hala walcowni w Sosnowcu dla pewnego Towarzystwa około 30% i t. d. W tym ostatnim wypadku klient, nie mając zaufania nawet do najniższej oferty, zrobił umowę z dostawcą tego rodzaju, że o ile obiekt będzie ważył mniej, niż podaje zamówienie, to różnica zostanie podzielona na połowę i za tę połowę zapłaci. Cóż się okazało? Dostawca potrafił zmniejszyć wagę około 20% bez jakiegokolwiek wpływu na wytrzymałość budowli; otrzymał więc 10% wartości całego obiektu, zupełnie za darmo, a klient również koszty inwestycyjne w odniesieniu do szkieletu zmniejszył o 10%. Ponieważ wartość obiektu wynosiła około 500.000, — zł., więc oszczędność klienta wyrażała się kwotą zł. 50.000 —. Widzimy tutaj, że dokładnie opracowana oferta powinna była być oparta na cenie zł. 400.000, —.

Stwierdzić można śmiało, że znaczny procent złożonych ofert na konstrukcje stalowe jest nierealny i naogół podane wagi są wyższe niż wytrzymałość to uzasadnia. Wytlumaczenie tego stanu jest proste i wyjaśnia się, że dana wytwórnia, względnie biura konstrukcyjne tych wytwórni, nie chcą ryzykować i ponosić skutków błędów, względ-

nie niedopatrzeń własnego personelu. Z drugiej strony dokładne określenie wagi i ceny oraz najracjonalniejsze rozwiązanie techniczne mogą gwarantować jedynie doświadczeni konstruktorzy i to z zastrzeżeniem, że zostawia im się dostateczny czas na opracowanie projektów i przeprowadzenie kalkulacji.

Określenie wagi i ceny na podstawie objętości budynku, względnie zabudowanej przestrzeni, prowadzić musi do fałszywych wyników, a na takie rozwiązanie może sobie pozwolić jedynie konstruktor, posiadający dużą praktykę i pewne wyczucie. Możliwość określenia wagi na podstawie podobieństwa wykonanych obiektów z reguły prowadzi do błędnych cyfr i tylko każdorazowe przestudjowanie, poparte przemysłowym projektem wstępnym i przeliczeniem, zbliża nas najbardziej do wartości rzeczywistej. Naturalnie, że w praktyce często określa się wagę na podstawie podobieństwa wykonanych obiektów, ale jak już zaznaczyłem, należy w tym wypadku być ostrożnym, korzystając z nabytego doświadczenia tylko z konieczności, to zn. kiedy zbyt krótki czas nie pozwala na dokładniejsze opracowanie projektów i przeliczenie, względnie gdy podane wagi i ceny mają być dla klienta tylko orientacyjne. Jak widzimy, jesteśmy tutaj całkowicie zależni od wartości fachowej konstruktora, jako elementu, którego doświadczenie i zdolności gwarantują podanie realnej oferty.

Zkolei przejdziemy do obliczeń statycznych. Obliczenia statyczne zostają przeprowadzone dla obciążeń określonych odnośnymi przepisami. Również i wielkości naprężeń dopuszczalnych są ściśle określone. W ten sposób obciążenia i wartości naprężeń dopuszczalnych nie mogą stanowić spornych kwestyj w rękach konstruktorów, którzy pracują w różnych zakładach, a, opracowując ten sam obiekt, muszą przyjąć identyczne wartości. Zachodzą wprawdzie wypadki, że wielkości obciążenia należy dopiero ustalić i odpowiednio umotywić, niemniej jednak są to wypadki wyjątkowe, które z natury rzeczy tutaj są wyodrębnione. Naprężenia dopuszczalne stali budowlanej wynoszą według przepisów polskich 1200 kg/cm^2 , przyczem przy dokładnych obliczeniach mogą być podwyższone do 1400 kg/cm^2 . Tutaj więc konstruktor może wyzyskać materiał do granic maksymalnych, o ile obliczenie będzie przeprowadzone dla danych układów statycznych zupełnie dokładnie, przy uwzględnieniu wszystkich sił działających w sposób najbardziej niekorzystny. Są to czynniki, które normują przepisy i przez wszystkich oferentów powinny być przestrzegane. Natomiast metody obliczeń, ich ścisłości oraz założeń, przepisy nie normują i tutaj konstruktor ma szerokie pole do znalezienia metod, odpowiednich dla danego układu statycznego, którego założenie odpowiada stanowi rzeczywistemu. Z reguły obliczenia, oparte na założeniach nieścisłych, prowadzą do zwiększenia wagi obiektu.

Obliczenia statyczne, oparte wyłącznie na układach wyznaczalnych, niezgodnych poza tem z rzeczywistością, prowadzą do błędnego określenia profilów poszczególnych elementów, a tem samem prowadzą do błędnej wagi. Wszystkie przyjęcia swobodnego podparcia, ruchomych łożysk, przegubów i t. d. uwidocznione w obliczeniach, nie są z reguły potwierdzone rysunkami warsztatowymi, gdzie wi-

dzimy belki ciągle, kratownice przeszytynione, połączenia częściowo utwierdzone i t. d. Naturalnie, że założenia przyjęte w obliczeniu powinny przewidywać zgóry sposób wykonania w warsztacie i wszędzie tam, gdzie choćby ze względów czysto konstrukcyjnych musi wystąpić usztywnienie, obliczenie powinno to uwzględnić. Nie powinno się np. przyjmować w obliczeniu połączeń przegubowych tam, gdzie konstrukcyjnie będzie pełne lub częściowe utwierdzenie. Jak również nie powinno się przyjmować swobodnie podpartych wiązarów tam, gdzie są sztywnie połączone ze słupami i t. d. Bardzo często spotyka się założenia niezgodne z rzeczywistością, które były podyktowane jedynie względami możliwości zastosowania zasad statyki elementarnej, czyli poprostu, aby jakie takie obliczenie było zrobione.

Konstrukcje żelbetowe z uwagi na swój charakter dają prawie z reguły układy statyczne niewyznaczalne, prowadzące do ekonomicznego wyznaczenia przekrojów i tam najczęściej założenia statyczne znajdują poparcie w obiektach wykonanych. Nie mamy tam węzłów, ani przegubów niepotrzebnych, ani swobodnych podparć i t. d., gdyż sam sposób robót na budowie oraz charakter budowy zaprzeczałby takim założeniom. Jeżeli podobny obiekt był wykonany w żelazie, to pewnością obliczenie statyczne obfitować będzie w szereg przyjęć, sprowadzających całość do układów prostych, nie wymagających znajomości wyższej statyki, aczkolwiek wykonanie warsztatowe raczej zaprzecza tym przyjęciom.

Obliczenie statyczne nie powinno nigdy być następstwem większej lub mniejszej umiejętności danego konstruktora, a powinno być przeprowadzone dokładnie i poprawnie, z możliwością wykorzystania wszystkich czynników, które dają ekonomiczne wykorzystanie materiału. Jeżeli np. będziemy budować jednonawową halę żelbetową, to obliczenie jej będzie oparte na układach ramowych z uwzględnieniem zmienności przekrojów, a jeżeli tę samą halę wykonywa się z żelaza, to pewnością wiązary będą obliczone jako kratownice swobodnie podparte, a słupy jako belki wspornikowe, utwierdzone w fundamentach. W ciągu swej praktyki miałem możność stwierdzić, że w większości wypadków obiekty stalowe są oparte na statyce elementarnej, jakgdyby żelazo wykluczało możliwość stosowania układów sztywnych, ciągłych i t. d. W budownictwie żelbetowym (za wyjątkiem budownictwa mieszkaniowego), obliczenia są prawie zawsze nagięte do stanu faktycznego. Ścisłe obliczenia prawie z reguły wpływają na zmniejszenie wagi obiektu, aczkolwiek też często prowadzą do większych kosztów robocizny warsztatowej. Niemniej jednak ogólne koszty wypadają mniejsze. Tutaj więc konstruktor pracujący w żelazie ma duże pole do popisu i może wybitnie wpłynąć na cenę jednostkową.

Na podstawie powyższego można stwierdzić, że nie powinno się nigdy naginać projektów do możliwości zastosowania układów prostych, a jedynie wykorzystywać najodpowiedniejszy typ ustroju, dający najekonomiczniejsze rozwiązanie, a w następstwie najniższe koszty wykonawcze. Dzisiaj przy coraz to szerszym stosowaniu konstrukcyj spawa-

nych, coraz bardziej zbliżamy się do mniej lub więcej sztywnych połączeń, co wybitnie może wpłynąć na zmniejszenie wagi projektowanego obiektu.

Trzecim z kolei czynnikiem będzie konstrukcyjne rozwiązanie zamierzonej budowy. Jak wiadomo, nawet poszczególne elementy stalowe jakiegokolwiek obiektu składają się z kilku profili, w pewien sposób ze sobą związane. Tutaj profilami możemy dowolnie operować, składając je mniej lub więcej ekonomicznie, to znaczy, tworząc łączenie profili o pewnej wytrzymałości, a różnym ciężarze. Często zamiast przekroju złożonego np. z dwóch ceowników lub czterech kątowników, możemy zastosować profil pełny. W pierwszym wypadku będziemy mieli mniejszą wagę a większą robociznę, w drugim natomiast większą wagę, a mniejszą robociznę. Następnie przez zastosowanie przekroju złożonego lub pełnego zmieniają się warunki montażowe, transportowe, konserwacji i t. d. I tutaj konstruktor ustala sposób wykonania danego elementu i od jego fachowości zależeć będzie koszt końcowy. Ponieważ na jedną budowę składa się cały szereg podobnych zagadnień, więc umiejętne i rozsądne wybranie i składowanie profili wpływa również na koszty wykonania. Każdy element można wykonać w stali w rozmaity sposób, przyczem tylko jeden ze sposobów wykonania jest ekonomiczny dla danych warunków lokalnych, oraz dla odpowiednich urządzeń danego zakładu przetwórczego.

Decyzja i wybór zestawienia profili spoczywa wyłącznie na konstruktorze i ten jest w danym wypadku pierwszym i ostatnim rzecznikiem racjonalnego wyboru przekroju. Sprawa doboru profili i ich sposobu łączenia nie jest prosta i niejednokrotnie nastręcza poważne trudności. Trzeba tutaj uwzględnić takie czynniki, jak koszt materiałów, dopłat za długości, ilości, grubości, koszt obróbki warsztatowej, koszt malowania, transportu, montażu i t. d. Niejednokrotnie trudno powziąć decyzję. Dla człowieka niefachowego są to najczęściej rzeczy zupełnie obce, nad którymi nawet nie zastanawia się, a czasem nawet spotyka się w projektach profile niewalcowane przez polskie huty. Na wykonanie i ułożenie się cen jednostkowych czynniki te wpływają bardzo poważnie.

Często jeden czynnik decyduje o wyborze profili, np. ograniczone możliwości na montażu lub koszty robocizny warsztatowej, ograniczone wysokości konstrukcyjne i t. d.; dalej możliwość zużytkowania materiałów składowych lub termin dostawy materiałów z hut stoi na przeszkodzie w doborze najkorzystniejszych profili. Podobnych czynników znajdziemy więcej; i tak dążność do najmniejszej różnorodności użytych profili prowadzi z reguły do podwyższenia wagi obiektu. Mamy np. w jakimś budynku szereg słupów o różnych obciążeniach, które jednak ze względów konstrukcyjnych wykonamy jednakowo. Dalej np. ściany ryglowe z uwagi na możliwość wypełnienia cegłą nie mogą mieć mniejszych profili niż Nr. 14. Również czynniki uwzględniające możliwość dalszej rozbudowy wpływają na ukształtowanie się cen. Jak widzimy, rola konstruktora jest w takich wypadkach prosta, a na jego decyzję wpływa wiele pobocznych czynników, oddziałujących w mniejszym lub większym stopniu na ukształtowanie się cen ofertowych.

Warto wspomnieć również i o znaczeniu rysunku wykonawczego, który przewiduje cały szereg szczegółów nieobliczanych, a które również wpływają na koszty wykonania. Nadmienię tylko, że od konstruktora zależy sposób rozwiązania szczegółów, rozmieszczenie nitów, wielkość i grubość blach węzłowych, rozmieszczanie podkładek, cięcie blach, dalej wielkość robót kowalskich, styki, połączenia, sposoby wykonania łożysk i umiejętne rozwiązanie połączeń montażowych. Są to wszystko drobiazgi trudne do ujęcia w cyfry przed sporządzeniem rysunków, niemniej jednak mające wpływ bardzo poważny na koszty wykonania.

Z takich szczegółów składa się całość, a więc w drobnych dawkach, ale dużej ilości. Mogą więc spowodować przez nieumiejętne opracowanie rysunków wzrost kosztów, zwłaszcza warsztatowych. Doświadczenie i fachowość konstruktora zostają tutaj w pełni wykorzystane, co w połączeniu z szybkością decyzji i orientacji daje podstawę do określenia jego wartości produktywnej.

Końcowym etapem pracy konstruktora jest montaż projektowanej budowli. Warunki montażowe zmieniają się tak dalece przy każdej budowni stalowej, że podciągnięcie kosztów montażowych pod pewien określony sposób kalkulacji jest zupełnie niemożliwe. Tutaj muszą być uwzględnione czynniki lokalne, transport materiałów gotowych, środki transportowe, jakość dysponowanych narzędzi montażowych, swoboda miejsca, płaca robotników niefachowych, świadczenia klienta, odległość od zakładów przetwórczych i t. d. Następnie kolejność wysyłania gotowych konstrukcji z warsztatów oraz możliwość ewentualnego dostania na miejscu drobnego materiału montażowego jak nity i śruby. Stosunek klienta do wykonawcy również wpływa odpowiednio na ukształtowanie się cen montażowych. Przy konstrukcjach spawanych ważną jest rzeczą, czy prąd jest doprowadzony na miejsce budowy, czy też należy go doprowadzić. Sprężystość i szybka decyzja kierownika montażowego również mają swój wpływ na koszty montażowe. Czynniki tutaj mamy dużo i bardzo różnorodnych. Wpływ konstruktora na sprowadzenie tych kosztów do minimum jest nieznaczny, a jego kalkulacja opiera się najczęściej na kosztach montażowych wykonanych podobnych obiektów, wzgl. na omówieniu całokształtu prac z kierownikiem montażowym.

Jak widzimy, cena ofertowa konstrukcji stalowych jest zależna od bardzo wielu czynników, które muszą być dla każdej budowy rozpatrzone oddzielnie, a więc nie mogą być oparte na jakichkolwiek szablonowych zestawieniach lub t. p. Tutaj tylko doświadczenie konstruktora, jego pewność w wytknięciu drogi, gruntowna znajomość obróbki warsztatowej, oraz pewność statyka mogą oddać poważne usługi, zmierzające do sprowadzenia kosztów do granic koniecznych potrzebnych. Jest to praca cicha, bez widocznych sukcesów nazwanych, która jednak powinna być doceniona w rozumieniu, iż konstruktor jako jednostka, biorąca czynny udział od powstania wstępnego projektu aż do ukończenia budowli na miejscu, może wybitnie wpłynąć na zmniejszenie się cen ofertowych konstrukcji stalowej.