

FIZYCZNE PODSTAWY WYTRZYMAŁOŚCI ZAPRAW I BETONÓW

Inż. Antoni Eiger, Warszawa

Zagadnienia objęte technologią betonu, należy rozpatrywać z dwóch punktów widzenia: — praktyki, która winna dać najprostszy sposób określania właściwości danego betonu na podstawie znajomości jego składników, względnie takiego ich doboru, by wymagane właściwości zostały osiągnięte, — oraz badań naukowych, które ustalają drogi dalszego doskonalenia poszczególnych właściwości betonu i ustalają, które właściwości są najważniejsze zależnie od celu, do którego beton służy. Praca niniejsza poruszy drugi kompleks zagadnień.

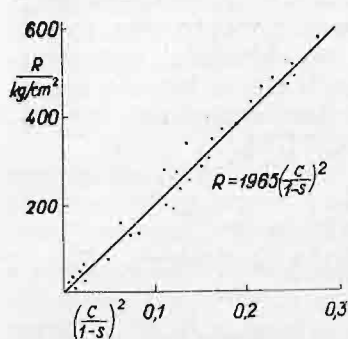
Prawa, czy też raczej „recepty” tworzenia betonu o znanych właściwościach, istniały empirycznie już długie lata, zanim spostrzeżono, co one właściwie oznaczają. Znaczenie fizyczne dwu współczynników, od których poczęła się właściwie technologia betonu: wskaźnika (modułu) Abramsa i współczynnika cementowo-wodnego, ustalono dopiero niedawno; pierwszego (jako zmiany zagęszczalności) dzięki badaniom Sterna i innych¹⁾, drugi zaś do dnia dzisiejszego ulega stałym przeobrażeniom, wyjaśnienie zaś oddziaływania jego na wytrzymałość przez tworzenie próżni jest również kwestią ostatnich lat²⁾.

Drugim powodem uważania wiadomości naszych o betonie raczej za „recepty” jest ograniczenie zasięgu, w którym wszystkie wzory działają. I tak Abrams twierdzi, że jego wzory stosują się wyłącznie do betonów urabialnych, formuły zaś Bolomeya są ważne wyłącznie w obszarze między określonymi wartościami c/w . Pierwsze z tych ograniczeń o tyle nie jest istotne, że beton nieurabialny wogóle nie jest betonem, a przypadkowym konglomeratem cementu, wody i kruszywa, w którym grubsze ziarna kruszywa są „spojone punktowo” (niem. punktgeschweisst) zaczynem. Niema w takiej mieszaninie tego, co jest warunkiem urabialności, a zarazem „początkiem istnienia” betonu — zatopienia grubszych ziarn kruszywa w mieszaninie zaczynu i ziarn drobnych³⁾.

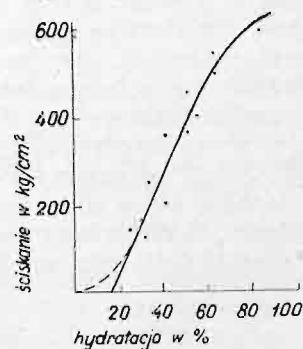
W referacie moim⁴⁾ w r. 1932 pozwoliłem sobie na krytykę poglądu prof. Grafa, który o właściwościach betonu kazał decydować zaprawie z cementu i „piasku”, uważając za piasek wszystkie ziarenka od 0 — 7 mm. Wskazałem na to, że my wówczas byliśmy skłonni za piasek uważać ziarna od 0 — 4 mm i wyraziłem powątpiewanie, czy beton zarobiony n. p. na polskim brzegu Odry na-

prawdę będzie miał inne właściwości, niż beton zarobiony z tegoż piasku na niemieckim brzegu tej rzeki, tylko dlatego, że Komitety Normalizacyjne obu państw nie uzgodniły granicy „piasku”. Sprawę tę można dziś już jednak uważać za wyjaśnioną⁵⁾ i to nie przez dowolną konwencję, a przez specjalne właściwości fizyczne ziarn 0 — 2 mm. Będziemy więc rozróżniali w dalszym ciągu tych rozważań zaczyn, czyli mieszaninę cementu i wody, zaprawę, czyli mieszaninę zaczynu z ziarnkami 0 — 2 mm i wreszcie beton, t. j. mieszaninę, w której pozostałe ziarna większe będą otulone zaprawą.

Pierwsze nasuwające się pytanie będzie: czy istnieją wzory wytrzymałościowe, którym te trzy mieszaniny jednakowo podlegają, przyczem zaczniemy od rozpatrywania wytrzymałości na ściskanie. Odpowiedź na to daje rys. 1, zapożyczony



Rys. 1.



Rys. 2.

z pracy prof. Paszkowskiego⁵⁾, który wykazuje przydatność wzoru Féreta:

$$R = K \left(\frac{c}{1 - S} \right)^2$$

gdzie:

R — wytrzymałość na ściskanie w kg/cm²,

c — objętość własc. cementu,

S — objętość własc. kruszywa,

zarówno do betonów i zapraw, jak i do zaczynu. Wzór ten zawiera współczynnik K, który jest tem większy, im większe są wytrzymałości cementu i czasu twardnienia, stanowi on zatem stałą empiryczną, podobnie zresztą jak A we wzorze Bolomeya.

Pośrednio z ciągłości tej płynie inny wniosek: im „mocniejszy” będzie zaczyn, tem większa będzie wytrzymałość zaprawy, czy betonu. Jeżeli więc będziemy dążyć do określenia granicy wytrzymałości, możliwej do osiągnięcia przy betonach, to mu-

¹⁾ Stern „Zielsichere Betonbildung”.

²⁾ Eiger „Strength and Hydration”, Cement and Cem. Man., 1934.

³⁾ Prof. Paszkowski: „Cechy fizyczne piasku w betonie”, Cement 1933.

⁴⁾ Eiger „Technologia betonu konstrukcyjnego”.

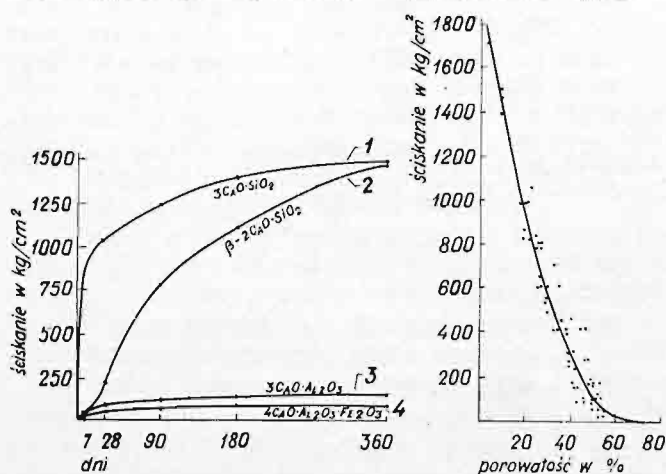
⁵⁾ Prof. Paszkowski: „Beton o przewidzianej wytrzymałości”, Przegląd Techniczny 1934.

simy postarać się stwierdzić tę granicę dla zaczynu.

Rozpatrując sam zaczyn, musimy powiedzieć kilka słów o przebiegu reakcji cementu z wodą. Poszczególne ziarenka cementu, a raczej klinkieru, są po zarobieniu atakowane przez wodę na całej ich powierzchni. Reagują one gwałtownie, przy czym produktem tej reakcji jest gel wodokrzemianu wapnia, drobnokrystaliczne wodogliniany i bezkształtne wodożelaziny tegoż pierwiastka. Po pewnym czasie dookoła każdego z tych ziarenek utworzyła się warstwa produktów przemiany, która utrudnia dalsze „nagryzanie” przez wodę, — wspomniane zaś związki stale przechodziły do roztworu i wypadały zeń, łącząc poszczególne ziarenka pomiędzy sobą. Powstał więc szkielec, który powiązał między sobą poszczególne ziarenka cementu tak, że w bardzo silnym powiększeniu zaczyn nasz wygląda jak gąbka, w której siedzą nierozłożone ziarenka cementu.

Nasuwa się tu odrazu pewna analogia — znowu mamy nieaktywne kruszywo i aktywny gel, zupełnie jak w betonie, zaczyn więc, w którym 50% cementu uległo przemianom, powinien zachowywać się, jak stwardniały beton o zawartości 50% cementu i 50% kruszywa. Autor ⁶⁾ podał metodę, pozwalającą ustalić odsetek, w którym cement uległ przemianom — hydratacji. — Rozcierając następnie b. drobno placki cementu shydratyzowanego tak, by ziarenka nienaruszone mogły ulec ponownej reakcji ⁷⁾, otrzymał on zależności wytrzymałościowe zupełnie podobne, jak przy betonie, co stanowi dodatkowe potwierdzenie ciągłości istniejącej w tej dziedzinie (rys. 2 i 6).

Jeżeli posuniemy się o krok dalej i odrzucimy ziarenka, które przemianie a raczej hydratacji nie uległy, to dojdziemy do właściwego „sprawcy” wytrzymałości: gelu produktów hydratacji. Rys. 3



Rys. 3.

1. Krzemian trójwapniowy,
2. Krzemian dwuwapniowy,
3. Glinian trójwapniowy,
4. Żelazoglinian (Brownmiller).

wykazuje ich poszczególne wytrzymałości na ścisanie. Ale wytrzymałość gelu nie jest wypadkową

⁶⁾ Eiger „Strength and Hydration”, Cement and Cem. Man. 1934.

⁷⁾ Eiger „Erhärtung und Festigkeit”, Zement, 1932.

tych wytrzymałości. Składniki te powstają niejednocześnie i wzajemnie na siebie oddziałują. I tak ⁸⁾ bezkształtny wodożelazyn nie pozwala na ścisłe przyleganie do siebie poszczególnych cząstek wodoglinianu, „smarując” je podobnie, jak środki przeciw kamieniowi kotłowemu „smarują” poszczególne warstwy, osiadające na płaszczu kotła i nie pozwalają na ich silne spojenie, — osłabia więc, oczywiście, wytrzymałość zaczynu. Tak samo w pierwszej fazie powstawania oddziałują związki glinowe. Dlatego też przez dodanie gipsu nie dopuszczamy do tworzenia się bezkształtnych związków i opóźniamy wydzielanie się wodoglinianów, dopóki „szkielet krzemionkowy” nie został utworzony. Wówczas w jego próżniach wykrystalizowują się pozostałe składniki, które już w submikroskopowym wymiarze odgrywają rolę ziarn kruszywa, wypełniającego, tym razem już elementarny zaczyn. Z tego obrazu łatwo wysnuć wniosek, że miarodajne dla wytrzymałości betonów i zapraw będą właściwości gelu wodokrzemianu wapnia o kształcie $2CaO \cdot SiO_2 \cdot H_2O$ ⁹⁾.

Wracając do analogji, o których mówiliśmy na wstępie, wytrzymałość ta będzie tem większa, im więcej tego gelu będzie w jednostce objętości. Ale przecież musi istnieć pewna granica, której przekroczyć się nie da, gdyż wynika ona już z sił przyciągania, działających w obrębie danej molekuly. Cyfra ta da nam ideał, którego mamy prawo się spodziewać i wyjaśnia (co bierzemy dotychczas z doświadczenia bezkrytycznie), dlaczego wytrzymałości cementu i betonów leżą w granicach setek kilogramów na cm^2 , nie zaś dziesiątków jak przy cegle, lub tysięcy jak — stali. Dojdziemy do tej granicy nieco odmienną drogą, która wykaże nam pośrednie działanie dodatku wody, a mianowicie: przez określenie odsetka, który stanowią w zaczynie próżnie i mierzenie odpowiadającej danej próżni wytrzymałości. Rys. 4 wykazuje przebieg tej krzywej ¹⁰⁾. Przez ekstrapolację otrzymamy, że wytrzymałość zaczynu bez próżni leży około 2200 kg/cm^2 , czyli odpowiada dobremu skalom wybuchowym. Inni badacze osiągnęli wartości dość zbliżone, a mianowicie: Stig Hedström ¹¹⁾ $1800 - 1900$, prof. Anderegg zaś 2660 kg/cm^2 , przyczem jednak zaznaczył, że próbki były tak silnie skompresowane po zarobieniu, że nie wyklucza on współdziałania sił międzycząsteczkowych. Widzimy więc, że jeżeliby się udało otrzymać zaczyn bez próżni, to beton byłby „monolitem” nie tylko w definicji, ale odpowiadałby on pod każdym względem skalom naturalnym, które w magmie pierwotnej zawierają różnorodne ziarna, jak np. granity.

Należy się więc teraz zastanowić, skąd się biorą próżnie w zaczynie i czy można dojść do zaczynu bez próżni. Istnieją dwa źródła próżni: powietrze i woda zaczynowa. Zatrzymamy się naraźnie na drugim, jako najważniejszym.

Woda w betonie spełnia dwie funkcje: powodu-

⁸⁾ Lerch and Bogue: Strength of hydration products.

⁹⁾ W dalszych ciągu nazywać go będziemy w skróceniu „gelem”.

¹⁰⁾ Eiger „Strength and Hydration”, Cement and Cem. Man. 1934.

¹¹⁾ Stig Hedström „Zement” 1931, 1932.

je hydratację cementu i daje urabialność betonowi, działając jako smar. Ilość niezbędna do całkowitej hydratacji wynosi około 16 — 20% wagi cementu; praktyka natomiast uczy, że do betonów nawet bardzo „suchych” konieczna jest co najmniej podwójna ilość wody. Ten nadmiar w czasie powstawania „szkieletu” krzemianowego zajmuje pewien odsetek objętości, nie pozwala na wypełnienie go przez zaczyn, czyli rozszerza otwory „gąbki”, która w interesie wytrzymałości powinna tych otworów nie mieć. Po stwardnieniu zaczynu wydobywa się woda przez adsorpcję na powierzchnię i paruje, pozostawiając po sobie próżnię¹²⁾.

Tak więc, oznaczając przez h odsetek cementu, który w danej chwili uległ hydratacji, objętość próżni w zaczynie z , c cementu i w wody (wagowo) — wyrazi się prostym wzorem:

$$V_0 = \frac{c}{3,15} + w \frac{h \cdot c \cdot 1,20}{2,13} - \frac{(1-h)c}{3,15} = w - 0,24hc$$

Tab. 1 wykazuje, jak dobrze pokrywają się cyfry otrzymane doświadczalnie z tym wzorem, pomimo iż badano trzy bardzo różne cementy przy różnych w/c i różnych terminach.

Tab. 1

Rodzaj cementu	W C	wytrzymałość na rozciąganie								
		3 — dniowa			7 — dniowa			28 — dniowa		
		otrzymana		obliczona	otrzymana		obliczona	otrzymana		obliczona
		I	II		I	II		I	II	
K ü h l	0,25	25,2	25,0	24,2	—	—	—	21,7	21,5	17,9
	0,4	41,5	38,2	40,1	—	—	—	33,5	31,1	35,0
	0,6	54,1	49,5	50,2	—	—	—	47,2	43,8	45,8
Piec szachtowy	0,25	27,8	26,0	26,1	27,5	25,2	21,8	27,5	24,4	20,6
	0,4	39,4	36,9	39,8	37,4	34,3	36,9	37,0	32,8	35,8
	0,6	52,5	49,4	53,5	49,6	46,7	50,3	49,5	45,1	49,0
piece rotacyjne	I	0,25	32,8	—	32,2	27,7	—	26,6	—	—
		0,4	46,7	—	43,7	42,8	—	39,0	—	—
		0,6	55,3	—	52,7	50,3	—	46,5	—	—
	II	0,25	30,6	—	30,2	23,4	—	—	—	—
		0,4	43,5	—	42,7	39,1	—	37,7	—	—
		0,6	55,2	—	53,0	51,0	—	48,7	—	—
piece III	0,25	28,1	—	26,0	23,4	—	19,3	—	—	—
	0,4	42,2	—	40,0	35,7	—	35,0	—	—	—
	0,6	54,5	—	52,0	48,3	—	47,4	—	—	—

Rys. 4 zatem w prosty sposób wyjaśnia spadek wytrzymałości, stwierdzony przez Abramsa jako skutek zwiększania w/c . Na dalsze potwierdzenie cytuję ostatnio dokonane próby z betonem próżniowym. Tablica 2¹³⁾ wykazuje wyniki, osiągnięte przez usunięcie powietrza przy zarabianiu betonu, rys. 5 zaś wiąże to z odsetkiem próżni, nawiązując do prac Talbota¹⁴⁾.

¹²⁾ Dla jasności pominięto tutaj ilość wody wchłanianej przez kruszywo oraz tę ilość, która przenika do betonu przy zwilżaniu go w okresie twardnienia, pominięto również próżnie, powstające z innych powodów, a których działanie jest, oczywiście, identyczne.

¹³⁾ Inż. Manfred „Über entlüfteten Beton — Vakuumbeton”, Zement, 1935.

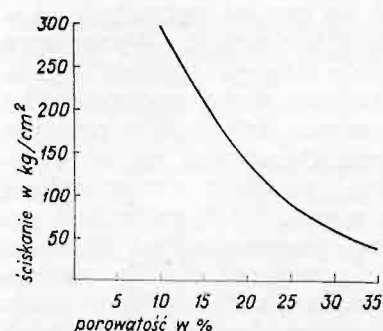
¹⁴⁾ Talbot „Proportioning Concrete by Voids”.

Tab. 2
Sześciang 20 cm

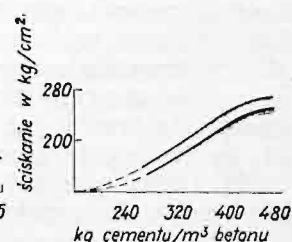
Skład betonu		normalny		„próżniowy”	
cem.: kruszywo	c/w	7	28	7	28 dni
1 : 7 1/2	0,475	77,5	164	134	218 kg/cm ²
1 : 6	0,4	109	197	131	258 „

Z powyższego płyną znane nam z praktyki wnioski. Ideałem betonu byłaby mieszanina kruszywa ze skał wzbuchowych o wytrzymałości powyżej 2000 kg/cm², ziarn kwarcowych i zaczynu bez próżni. Im więcej zaczynu mieścić będzie jednostka wagowa betonu, tem wytrzymałości będą wyższe i zmniejszać się one będą w miarę zwiększania się ilości, a raczej objętości próżni.

Objętość próżni zmniejszamy przez dążenie do takich mieszanin i sposobów zagęszczania dla danych warunków stosowania betonu, przy których nadmiar wody ponad ilość konieczną dla pełnej hydratacji byłby najmniejszy. Co się zaś tyczy ilości zaczynu, to doświadczenie uczy, że po przekroczeniu pewnej ilości w jednostce betonu (rys. 6)



Rys. 5.

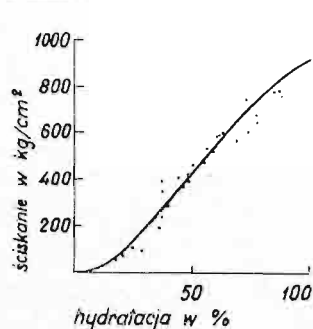


Rys. 6.

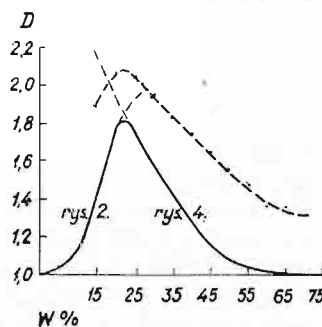
wytrzymałość wzrasta coraz wolniej. Wytlumaczenie jest niezmiernie proste. Gdy w okresie badawczym, a więc normalnie 28 dni, zaczyn osiągał wytrzymałości zbliżone do kruszywa, to po przekroczeniu pewnej granicy ilości niezbędnej do całkowitego „skitowania” kruszywa, wytrzymałość nie ulegała zmianom. Ponieważ w praktyce wytrzymałości zaczynu są kilkakrotnie mniejsze, więc po dojściu do pewnego punktu, w którym zaczyn wypełnił przestrzeń między kruszywem, zaczyna wzrastać proporcja słabszego składnika kosztem składnika bardziej wytrzymałego. Od tego punktu wzrost ustaje i gdybyśmy posunęli się dość daleko, zacząłby się spadek wytrzymałości.

Dla przebiegu krzywej jest obojętne, czy wzrost ilości gelu nastąpi wskutek zwiększania pierwotnej ilości cementu, wzrostu czasu twardnienia, czy wpływu „jakości” cementu. Krzywa rys. 7 została otrzymana z obliczania stopnia hydratacji 8 różnych cementów po 2, 3, 7, 28 i 90 dniach i wykazuje przebieg, identyczny z rysunkiem 6. Między odcietą 0 a 20% wytrzymałość wzrasta bardzo powoli; widać, że potrzebne jest dla ujawnienia tej wytrzymałości pewne minimum gelu (odpowiada to tej fazie w betonie, o której mówiliśmy, że zaprawa spawa „punktowo” ziarna kruszywa). Powyżej 20% następuje proporcjonalny wzrost, przy 80% zaś wzrost wolniejszy, — zupełnie jak przy doświadczeniach z betonami.

Poza potwierdzeniem poglądu, że identyczne prawa rządzą wytrzymałością wszelkich zaczynów zapraw czy betonów, w których lepiszczem jest gel cementowy, nasuwa się jeszcze jeden wniosek; mianowicie, że wszystko to, co nazywaliśmy w technologii betonu wpływem ilości cementu w jed-



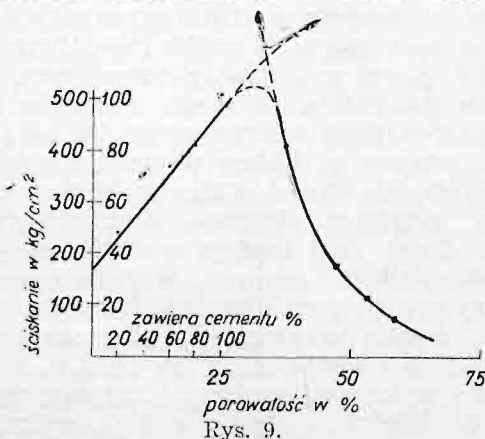
Rys. 7.



Rys. 8.

nostce objętości, wpływem jakości użytego cementu i czasu twardnienia sprowadza się do jednego pojęcia — ilości shydratyzowanego gelu cementowego, właściwej „przyczyny” wytrzymałości.

Widzieliśmy wyżej, że cement potrzebuje około 20% wody do pełnej hydratacji. Wyobraźmy sobie, że zamierzamy do danego zaczynu doprowadzić coraz większe ilości wody, począwszy od 1% i mierzyć wytrzymałości, które się w pewnym stałym terminie osiągnie. Oczywiście jest, że dopóki w nie osiągnie 20%, przebieg wytrzymałości będzie identyczny jak w rys. 7 i 8, gdyż ilość gelu będzie każdorazowo proporcjonalna do ilości wody (tylko tyle gelu powstanie, na ile wystarczy wody). Po przekroczeniu 20% nadmiar wody pójdzie na tworzenie próżni i zacznie się spadek wytrzymałości wg. krzywej rys. 4. Zestawiając obie te krzywe otrzymamy na rys. 8 znany nam (Abrams) obraz przebiegu wytrzymałości przy zwiększającym się w , obowiązujący dla wszystkich zapraw. Kreskowana krzywa przedstawia ciężar właściwy sześcianów 20 cm z normalnego zaczynu otrzymamy przez Hummela, których c. wł. maximum (a więc minimum próżni), pokrywa się z maximum wytrzymałości. Wreszcie rys. 9 wy-



Rys. 9.

kazuje te same zależności dla gazobetonu, sporządzonego z cementu i osobno mielonego żużla wielkopieczowego. Wytrzymałość, odpowiadająca zerowej zawartości cementu, wynika z hydraulicznych właściwości samego żużla, — poza tem przebieg krzywych jest identyczny.

Zdawałoby się, że skoro znaleźliśmy wzgl. upo-

rządkowaliśmy zależności, rządzące wytrzymałościami właściwościami zapraw, nie stoi na przeszkodzie, by ująć te zależności w proste ogólne obowiązujące wzory, które zastępują dziś stosowane recepty. Recepty te są dwojakiego kształtu wykładniczego:

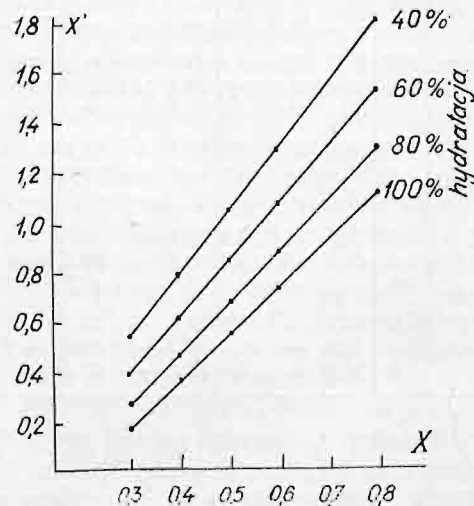
$$F = \frac{a}{b^x} + d \text{ i linjowego } F = a \left(\frac{1}{x} - \frac{1}{x_0} \right)$$

gdzie $x = \frac{w}{c}$; a, b, d, x_0 zaś są to stałe.

Pierwotnego typu są wzory Abramsa, Grafa, Férela, Talbota i Suenssona, — drugiego zaś Bolognina.

Wspólną cechą tych wzorów są wąskie granice, w których dadzą się one stosować i występowanie w nich dowolnych współczynników, o których luźno się mówi, że zależą one od szeregu właściwości cementu, kruszywa i t. p. Ponadto nie dają one o tyle rzeczywistego obrazu procesów zachodzących przy twardnieniu zapraw, że ich maximum występuje przy $w/c = 0$, a raczej ponieważ c jest wielkością stałą, przy $w = 0$. Innymi słowy, maximum zaprawy występuje wtedy, gdy do zaprawy wcale nie dano wody! Bez względu na kształt wzorów, należy czysto aptekarską wielkość w/c sprowadzić do jej fizycznego znaczenia, rozbijając ją na te ilości, które nasycają kruszywo¹⁵⁾, hydratuja cement i powodują powstawanie próżni, wreszcie wprowadzając dodatkowo próżnię powstałą wskutek zatrzymania się powietrza w zaprawie.

Jak wielkie poprawki musi dać sama woda hydratacyjna, wskazuje rys. 10. W cementach



Rys. 10.

niezbyt cienko mielonych (które po 28 dniach są shydratyzowane na 50%) x może łatwo ulec zdwojeniu. Wróćmy do tego niżej.

Na podstawie bardzo dużej ilości prób autor doszedł przy zaczynie do zależności:

$$F = \frac{A}{b^{\frac{r_0}{n-n_0}}} = \frac{A}{b^{x'}} \text{ gdzie}$$

$$x' = x \frac{1}{0,32 + 0,24 h} - \frac{0,24 h}{0,32 + 0,24 h}$$

¹⁵⁾ Probst i Brandt „Beton im Strassenbau” 1930.

przyczem A odpowiada 2200 kg/cm^2 , czyli granicznej wytrzymałości zaczynu (rys. 4).

Aby wzór ten zastosować do betonów, trzeba mu dodać współczynnik, wyrażający ilości zaczynu w jednostce betonu oraz stopień hydratacji. Jeżeli c oznaczać będzie ilość cementu w kg na 1 m^3 betonu h zaś w procentach stopień hydratacji cementu, to ilość gelu wyrazi się iloczynem $h \cdot c$. Dla porównania betonów o niższej zawartości cementu, od h odejmiemy tę ilość, która jest niezbędna dla „wytworzenia” wytrzymałości (-13%) i $h - 13$ oznaczmy przez h' , otrzymamy wówczas:

$$F = \frac{2200}{b^{2/3}} \cdot \frac{h' \cdot c}{350}$$

350 odpowiada zawartości cementu w betonie, który był użyty jako wzorzec.

Odrzuca się analogia z wzorem Grafa:

$$K = \frac{K_n}{400} \left(\frac{1640}{7^{2w}} + 30 \right) = \frac{1850 \div 2800}{7^{2w}} \cdot \frac{K_n}{400}$$

2w w myśl powiedzianego wyżej odpowiada x' , $\frac{K_n}{400}$ jest miarą zawartości cementu i stopnia hydratacji, podobnie jak $\frac{h'c}{350}$.

Fizycznie należy otrzymany wzór interpretować, jak następuje: wytrzymałości betonu, zaprawy lub zaczynu dążą do niezmiennej granicy, która odpowiada technicznie osiągalnej molekularnej wytrzymałości gelu cementowego. Jest ona wprost proporcjonalna do ilości shydratyzowanego zaczynu i odwrotnie proporcjonalna do funkcji wykładniczej, w której stała b zależy wyłącznie od kształtu i wymiarów próbki badanej, x' zaś jest uogólnionym wyrazem współczynnika wodocementowego. Autor nie chce twierdzić, że podany w tym kształcie wzór jest ostateczny, posiada on jednak te zalety, że nie zawiera żadnych dowolnych stałych, prócz stałej b , którą jednak można raz na zawsze określić. I tak w czterech różnych cementach, różnych w i różnych czasów twardnienia, otrzymał autor, używając sześciąt o boku 10 cm, średnio $b = 5,0$, jak to wynika z tablicy 3. Dla sześciątów o boku 20 cm $b = \text{ok. } 7$.

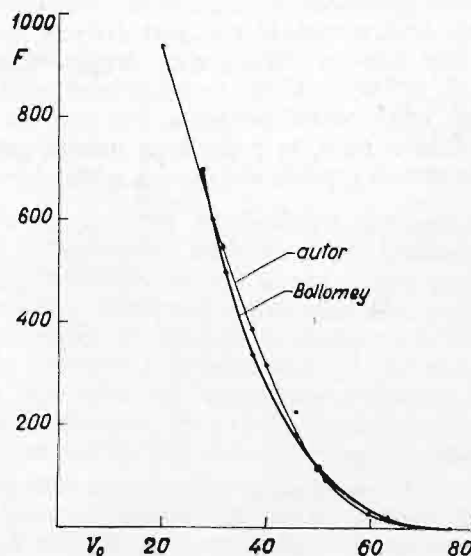
Tabl. 3

Rodzaj cementu	kg/m^3	$\frac{W}{C}$	7 d n i $b =$	28 d n i $b =$
K ü h l	350	0,4	5,41	4,98
		0,5	5,79	4,65
		0,6	5,17	5,07
Piec szachtowy	350	0,4	4,88	4,78
		0,5	4,92	4,85
		0,6	5,15	5,12
Piec rotacyjne	350	0,45	5,11	—
		0,55	5,10	—
	450	0,35	5,8	—
		0,45	5,3	—
		0,55	5,3	—

Wzory typu Bolomeya powstają, jeżeli zamiast krzywej wykładniczej, przez odpowiedni dobór współrzędnych wstawimy hyperbolę (rys. 11).

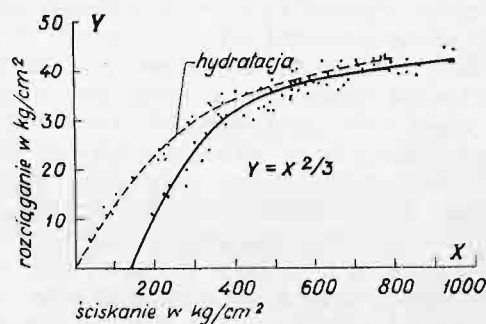
Przechodząc do wytrzymałości na rozciąganie, ograniczymy się do stwierdzenia, że zależności tej

cechy od wytrzymałości na ściskanie zaczynu i zapraw, przedstawionych wytycznie, jako funkcje



Rys. 11.

ilości gelu, w zupełności zgadza się z prawem Féréta o zaprawach i betonach; $F = R^{2/3}$ (rys. 12).



Rys. 12.

Na podstawie powyższych zależności widzimy, że zasadnicze wytrzymałości zaczynu, a z nimi i zapraw i betonów, podlegają tym samym prawom, co wszelkie ciała stałe niesprężyste. Graniczne wytrzymałości, wynikające z elementarnych właściwości molekuly, nie dają się osiągnąć wskutek osłabień, wprowadzonych bądź przez ciała obce (osady żelazynów i glinianów), bądź próżnie, tak samo jak molekularne wytrzymałości nie odpowiadają przewyżczeniu sił wzajemnego przyciągania atomów danej molekuly, bo niebezpieczny przekrój, w którym następuje zerwanie, zawsze będzie leżał pomiędzy sąsiednimi molekułami wskutek submikroskopowych rys¹⁶⁾, rekryształizacji, czy też innych podobnych skaz. Jeżeli sięgnąć jeszcze dalej, najbardziej wgląd materji, to przekonamy się, że i wewnątrz atomów istnieją przerwy ciągłości (wyspy), wywołujące odchylenia od praw rządzących mechaniką molekuly. Dlatego też jedyną słuszną metodą jest ustalenie technicznej granicy wytrzymałości i ujęcie w możliwie ogólny sposób wszelkich przyczyn, oddalających nas od tej granicy. To jest zadaniem teorii.

¹⁶⁾ Pogany. Zement 1934. Autor jest niezmiernie szczęśliwy, że w pracy swej może powoływać się w największej części na prace badawcze polskich autorów.

Zostanie ono spełnione, jeżeli wzory, które otrzymamy, będą zawierały tylko wielkości nierozdzielnie związane z fizycznymi właściwościami gelu. Ale wytrzymałość nie jest jedyną cechą betonów, czy zapraw, która nas dzisiaj interesuje. I chociaż, za wyjątkiem może ścieralności, istota wszelkich właściwości betonów, czy zapraw zawsze leżeć będzie w gelu, to jednak są pewne „obszary” tych właściwości, gdzie zaczynają oddziaływać i in-

ne czynniki (kruszywo, sposób zarobienia). I w tych właśnie obszarach — na użytek codziennej praktyki — będziemy się uciekali w dalszym ciągu do empirycznych wzorów. Zadaniem teorii będzie uwolnienie tych wzorów od dowolnych często współczynników i, nadając im właściwą fizyczną interpretację, dalsze pogłębianie naszych wiadomości w tej dziedzinie.

HANGARY LOTNICZE

Inż. Dr. Tomasz Kluz, Warszawa

Hangary lotnicze, których techniczny rozwój datuje się mniej więcej od 20 lat, należą do budowli wyróżniających się wyraźnie od innych budowli inżynierskich. Hale dworcowe, sportowe i fabryczne zbliżone pod względem konstrukcji i przeznaczenia do hal hangarów lotniczych różnią się od tych ostatnich bardzo znacznie. Główne różnice, jakie zachodzą między halą hangarową a inną halą, wynikają z następujących zasadniczych wymagań, jakie stawiane są halom hangarowym, a mianowicie:

1) hala hangarowa nie powinna posiadać żadnych słupów wewnątrz hali, ani też konstrukcyj zmniejszających użytkowanie hali;

2) dla umożliwienia wprowadzenia do hali możliwie wielkich samolotów, które mogą się jeszcze zmieścić w hali, brama hangaru powinna mieć największe wymiary, na jakie pozwala konstrukcja, a więc winna być równa całkowitej rozpiętości hali;

3) strop, podobnie jak ściany i brama, winien być ciepłochronny, gdyż hangar w którym mieszczą się samoloty i drogocenny materiał lotniczy czuły na niską temperaturę i jej zmiany wymaga odpowiedniego, równomiernego ogrzewania;

4) hangar winien być możliwie niski, gdyż zbyt wysoki hangar jest w niektórych wypadkach przeszkodą dla ruchu lotniczego;

5) przestrzeń hali ograniczona od góry stropem winna być możliwie mała dla zmniejszenia do minimum kosztów ogrzewania, a więc dach powinien być możliwie płaski w stopniu, w jakim na to pozwala dobre odwodnienie dachu.

Biorąc pod uwagę powyższe założenia oraz konieczność zahangarowania samolotów o bardzo wielkich rozpiętościach (największym samolotem lądowym w chwili obecnej jest rosyjski „Maksym Gorkij” o rozpiętości 72 m), wreszcie ekonomję budowy, starać się musimy przy projektowaniu o uzyskanie jak najlżejszej konstrukcji nośnej przy równoczesnej bardzo dużej rozpiętości hali hangarowej i możliwie małej wysokości konstrukcyjnej.

Uzyskanie konstrukcji, któraby odpowiadała powyższym warunkom jest zagadnieniem bardzo trudnem. Rozpiętości budowanych obecnie hal hangarowych mieszczą się w granicach od 20 do 100 m, a więc w granicach znacznie przewyższających rozpiętości dachów i hal dworcowych, fabrycznych i sportowych. Hale hangarowe budowane ostatnio dla dużych samolotów komunikacyjnych wykazują najczęściej rozpiętości od 40 do 80 cm. Dolna granica rozpiętości tych hal hangarowych jest zara-

zem górną granicą dachowych żelaznych konstrukcyj kratowych, belkowych w budownictwie. Nic więc dziwnego, że w budowie hangarów lotniczych znalazła ogromne zastosowanie stal jako materiał najlepiej się nadający do tak wielkich rozpiętości. Drzewo i żelazobeton stosowane są tu również, ale tylko do hangarów o małych i średnich rozpiętościach. W halach o rozpiętościach powyżej 40 m używa się prawie wyłącznie stali.

Mimo tak znacznych rozpiętości, stosowane są bardzo często w stalowych konstrukcjach hal hangarowych ustroje kratowe, belkowe, statycznie wyznaczalne, wykształcone jako belki równoległe trapezowe, niekiedy — mansardowe. Rozpiętości niektórych elementów kratowych (jak na przykład kratownic — podciągów przenoszących obciążenia więzarów kratowych), dochodzą nawet do 80 m, jak to ma miejsce np. w hali nowego hangaru na lotnisku w Bremie (belka kratowa nadbramowa, przenosząca obciążenia z 11 więzarów kratowych o pasach równoległych i rozpiętości 30 m, składa się z 2 kratownic trapezowych, równoległe ułożonych, o wysokości w środku 10 m, i rozpiętości 80 m między dwiema podporami). Ze względu jednak na to, że ustroje belkowe kratowe o tak znacznych rozpiętościach nie są ekonomiczne, ogranicza się ich stosowanie do pojedynczych elementów, a więc niemal wyłącznie do kratownic — podciągów nadbramowych, natomiast z rozpiętościami szeregu więzarów opierających się z jednej strony na tej kratownicy, z drugiej zaś — na słupach ściany tylnej, staramy się nie iść ponad 40 m. Utrzymanie się w tych granicach jest o tyle ułatwione, że głębokość hali hangarowej może być mniejsza niż rozpiętość. Długość bowiem wielkich samolotów jest od 50% do 20% mniejsza od ich rozpiętości tak, że stosunek rozpiętości hali do jej głębokości może wynosić od 1:0,5 do 1:0,8.

Dlatego też znalazł tak szerokie zastosowanie w budowie hal hangarowych ustrój, składający się z szeregu więzarów kratowych (równoległych lub trapezowych), opierających się z jednej strony, na słupach ściany tylnej, a z drugiej strony — na kratownicy nadbramowej o rozpiętości nieraz dwukrotnie większej, niż rozpiętość więzarów.

Przy stosowaniu ustroju statycznie wyznaczalnego, składającego się tylko z belkowych więzarów kratowych, opartych na słupach ścian bocznych, największe rozpiętości hal hangarowych nie przekraczają zwykłe 50 m (por. hangar w Travemünde o rozpiętości więzarów kratowych wolnopodpartych 49,70 m). Lepsze wykorzystanie materiału uzyskuje się przez zastosowanie do hal o większych rozpiętościach ustrojów statycznie niewyznaczalnych, a więc więzarów i kra-

townic ramowych i łukowych. Począwszy od 50 m rozpiętości stosuje się obecnie niemal zawsze więzary ramowe lub rzadziej łukowe (zbliżone kształtem raczej do ram dla zmniejszenia wysokości hali oraz zmniejszenia martwej przestrzeni ogrzewalnej, zawartej między dachem hali a poziomem leżącym w górnej krawędzi bramy hangarowej).

Dla kratownic o bardzo znacznych rozpiętościach stosuje się niekiedy stal wysokowartościową dla zmniejszenia ciężaru konstrukcji. I tak do konstrukcji kratownicy nadbramowej hangaru w Hamburgu o rozpiętości 80,5 m, wykształconej jako rama dwuprzegubowa ze ścięgiem, oraz do 2 podciągów belkowych, przenoszących obciążenia z więzarów na kratownicę i słupy ściany tylnej użyto zamiast stali St. 37 stali wysokowartościowej St. 48 (a więc o wytrzymałości powyżej 4800 kg/cm²), dzięki czemu uzyskano oszczędność na wadze konstrukcji w wysokości 15%. Podobnie do hali wystawowej Nr. 7 w Lipsku użyto stali St. 48 do budowy więzarów kratowych ramowych (o 2 przegubach) o rozpiętości 97,8 m, stosując do wszystkich innych elementów stal normalną St. 37.

Jednostkowy ciężar żelaza, t. j. ciężar żelaza w kg, przypadający na m² powierzchni użytecznej (podłogi) hali w z r a s t a w r a z z r o z p i ę t o ś c i ą i g ł ę b o k o ś c i ą. Ze wzrostu tego ciężaru jednostkowego, równoległego ze wzrostem wymiarów hal hangarowych, możemy zdać sobie sprawę na podstawie tabeli 1, podającej zestawienie ciężarów jednostkowych żelaza w przeliczeniu na m² i na m³ użytecznej przestrzeni zabudowanej dla szeregu hangarów żelaznych, wykonanych w Niemczech i naszym kraju.

Z zestawienia tego rzuca się odrazu w oczy, że wraz ze wzrostem ciężaru jednostkowego, odniesionego na m² przestrzeni użytecznej zupełnie nie idzie w parze wzrost ciężaru jednostkowego odniesionego do m³ przestrzeni użytecznej. Co więcej, jednostkowy ciężar na m³ nie wykazuje żadnego wzrostu wraz ze wzrostem rozpiętości i głębokości hali. Ten brak współzależności wynika stąd, że wraz ze wzrostem rozpiętości i w z r a s t a i w y s o k o ś c i h a l i t a k, że s t o s u n e k w y s o k o ś c i d o r o z p i ę t o ś c i w y n o s i n a j c z ę ś c i e j o k o ł o 1 : 6 (stosunek wysokości dużych samolotów komunikacyjnych do rozpiętości skrzydeł wynosi mniej więcej 1 : 6; np. w samolotach kursujących na naszych liniach komunikacyjnych stosunek ten wynosi: w Douglasie D. C. - 2 — 1 : 5,2; w Fokkerze F. VII. 3 m — 1 : 5,6). Wynika z tego, że tylko ciężar jednostkowy, odniesiony do m², daje nam miarę porównawczą ustroju konstrukcji żelaznej w halach hangarowych, co też w latach ostatnich zostało ogólnie przyjęte.

W zestawieniu umieszczone zostały hangary o wszelkich częściej używanych ustrojach konstrukcyjnych nośnych, od ustrojów statycznie wyznaczalnych, więzarów i kratownic belkowych, do

ustrojów statycznie niewyznaczalnych, ramowych, i łukowych. A więc hangary podane pod 3, 4, 5, 6, 11, 12, 13 i 16 mają konstrukcję złożoną z elementów statycznie wyznaczalnych, najczęściej więzary kratowe, oparte na kratownicy nadbramowej, hale pod 10, 14, 15 posiadają ustrój ramowy (głównych elementów — kratownic), przyczem hala 15 należy do hali hangarowej lecz do hali wystawowej, hale pod 1 i 8 mają więzary łukowe dwuprzegubowe i trójprzegubowe, ze ścięgiem, w pozostałych halach hangarowych zastosowane zostały więzary lub kratownice przegubowe, ciągłe lub ustroje mieszane.

Mimo różnorodności ustrojów podanych w tabl. 1. widoczny jest wzrost ciężaru jednostkowego żelaza na m² ze wzrostem rozpiętości i głębokości hal hangarowych. Na podstawie tego zestawienia jednostkowy ciężar żelaza konstrukcji „g” określić można zależnie od rozpiętości l i głębokości b (przy przyjęciu, że głębokość nie przewyższa rozpiętości)

według wzoru: $g = \alpha \frac{l + b}{2}$ kg/m² powierzchni

użytecznej rzutu hali hangarowej (l i b w metrach). Gdy b jest większe niż l , należy przyjąć $b = l$. Spółczynnik liczbowy α nie zależy tu zupełnie od wymiarów hali, lecz od (lekkiego, czy cięższego ciepłochronnego) pokrycia, wykorzystania materiału konstrukcji, oraz przede wszystkim od mniej lub więcej korzystnego jej układu.

Jak to łatwo można stwierdzić na podstawie zestawienia tabeli 1. spółczynnik α mieści się w granicach od $\alpha = 1,28$ do $\alpha = 3,40$. Jeśli wyłączymy konstrukcję hali wystawowej w Lipsku, gdyż zastosowano w niej w większości materiału stal wysokowartościową ($\alpha = 1,28$) oraz hangar w Monachjum, gdzie dla umożliwienia przyszłego powiększenia hali i przez zaprojektowanie trzech bram z 3 stron musiano zastosować kilka kratownic — podciągów i oparto więzary z obu stron na podciągach ($\alpha = 3,28$), to spółczynnik α mieści się będzie zasadniczo w granicach od 1,5 do 2. Poza hangarami w Plauen ($\alpha = 2,5$, hangar zaprojektowany ze względów wojskowych w okresie wojny przy uwzględnieniu obciążeń nie zdarzających się w warunkach normalnych) i w Dortmundzie ($\alpha = 3,40$, niewykorzystany materiał), wszystkie inne hangary odpowiadają tej granicy lub nieznacznie tylko ją przekraczają.

Dobrze więc zaprojektowany hangar lotniczy powinien wykazywać ciężar jednostkowy konstrukcji stalowej (kg/m²), równy co najwyżej dwukrotnej średniej wartości z rozpiętości wolnej i głębokości hali hangarowej, a przy użyciu lekkiego pokrycia lub przy użyciu stali o większej wytrzymałości od normalnej, lub też przy lepszym wykorzystaniu materiału, ciężar jednostkowy winien się zbliżać do półtorakrotnej średniej wartości z rozpiętości i głębokości hali. Ciężar jednostkowy na m² winien się więc mieścić w granicach

$$1,5 \frac{l + b}{2} \leq g \leq 2 \frac{l + b}{2}$$

l. nr	Hale na lotniskach	Wymiary hal rozp. x głębokość x wysok.	Jednostkowy ciężar całk. konstrukcji kg/m ²	Jedn. ciężar całk. konstr. na m ² objęt. hali kg/m ³	Średnia wol- nej rozpięt. i głębokości m	Spółczyn- nik	Konstrukcja nośna dachu i pokrycia
1	w Polsce	24,5 × 21 × 4,5	34	7,6	22,79	1,49	Konstrukcja łukowa ze ścięciem całkowicie spawana. Pokrycie deskami i papą lub blachą falistą.
2	Królewiec	20,8 × 21 × 4,7	37,8	8	20,9	1,81	Konstrukcja: belkowa kratownica i więzary belkowe kratowe, oparte na dwuprzegubowych ramach. Krycie deskami.
3	Schneidemühl	21 × 21 × 4,7	43,2	9,2	21	2,08	Konstrukcja: więzary kratowe belkowe, oparte na kratownicy nadbramowej. Pokrycie z płyt kasetonowych „Remy”.
4	Plauen	22,08 × 22,13 × 4,7	55	11,7	22	2,50	Konstrukcja: więzary kratowe belkowe (mansardowe). Krycie i strop ceglano-betonowy „Zomak”.
5	w Polsce	37,6 × 24,5 × 6	62,4	10,4	31	2,00	Konstrukcja: więzary kratowe belkowe opierają się z jednej strony na kratownicy (belk.) Strop ceglano - betonowy.
6	w Polsce	40 × 32 × 6,5	71,2	11	36	1,98	Konstrukcja: więzary kratowe belkowe oparte na kratownicy (belk.) nadbramowej. Strop ceglano-betonowy wys. 10 cm.
7	Hamburg	2 (30 × 30 × 6)	72	12	30	2,40	Konstrukcja: Kratownica nadbramowa i więzary do niej równoległe na 3 podp. przegubowe z kratownicą - podciągami. Strop kasetonowy z betonu lekkiego (z betonu pumekowego).
8	w Polsce	53 × 55 × 8,5	82,4	9,7	53	1,55	Konstrukcja: więzary łukowe trójp przegubowe ze ścięciem z podwieszonym stropem z płyt celitowych lub gazobetonowych.
9	Halle - Lipsk	60,48 × 30 × 10	85,5	8,6	45,2	1,89	Konstrukcja: więzary łukowe belkowe, oparte na kratownicy, zaprojektowanej jako belka ciągła o 2 przęsłach. Strop ceglano-betonowy „Zomak”.
10	Hamburg	80 × 40 × 8	97	12,2	60	1,61	Konstrukcja: kratownica nadbramowa jako łuk dwuprzegubowy ze ścięciem pod podłogą przenosi dwie kratownice - podciąg (belk.), na których opierają się przegubowe więzary kratowe. Strop kasetonowy jak wyżej.
11	Bruksela	67,5 × 49,2 × 9	108	12,1	58,3	1,85	Konstrukcja: 4 wielkie i 2 małe kratownice belkowe rozp. 67,5 m, na nich oparte wiszące więzary co 3,375 m. Konstrukcja całkowicie spawana. Pokrycie lekkie eternitem i szkłem.
12	Dortmund	41 × 25 × 7,2	112	15,6	33	3,40	Konstrukcja: więzary kratowe (belkowe) opierają się z jednej strony na kratownicy. Strop z płyt kasetonowych (z betonu pumekowego).
13	Bremen	80 × 30 × 8	113	14,1	55	2,05	Konstrukcja: więzary kratowe (belkowe) opierają się z jednej strony na kratownicy (belk.). Strop z płyt kasetonowych (z betonu pumekowego).
14	Travemünde	60,6 × 49,7 × 12	114	9,5	55,2	2,06	Konstrukcja: więzary belkowe kratowe (49,7 m) opierają się na kratownicy (belk.) w ścianie bocznej. Strop ceglano - betonowy „Eisag”.
15	Königswusterhausen	56 × 60 × 15	125	8,3	58	2,15	Konstrukcja: ramy kratowe utwierdzone z przegubami. Strop z desek.
16	Lipsk (h. wystaw. Nr. 7)	97,8 × 138 × 21	125	6	97,8	1,28	Konstrukcja: więzary jako ramy kratowe dwuprzegubowe. Strop z płyt betonowych lekkich (z betonu pumekowego).
17	Monachjum	2 (62 × 41 × 10)	165	16,5	51,5	3,28	Konstrukcja: więzary belkowe kratowe oparte z obu stron na kratownicach. Strop z płyt betonowych lekkich (z betonu pumekowego).

Spółczynnik α uważać możemy zatem za wartość liczbową, charakteryzującą ustrój konstrukcji żelaznej w halach hangarowych. Jak to wynika z zestawienia tabeli 1. najniższe wartości współczynnika „charakterystycznego” α wykazują (poza halą wystawową w Lipsku) hale 1 i 8 wykonane w Polsce (spółczynniki 1,49 i 1,55). Tak dobre wyniki uzyskano przez zastosowanie więzarów łukowych, przyczem halę ad 1 wykonano jako całkowicie spawaną. Do hal, wykazujących współczynniki α zbliżone do dolnej granicy 1,5, zaliczyć należy jeszcze halę ad 10 (hangar w Hamburgu; $\alpha = 1,61$), gdzie niski ciężar jednostkowy konstrukcji uzyskano przez zastosowanie łuku, a raczej ramy ze ścięgnem. Z tego widzimy, że znaczne obniżenie ciężaru jednostkowego uzyskuje się w halach hangarowych przez stosowanie konstrukcyj łukowych i ramowych oraz przez użycie konstrukcyj spawanych.

Całkowite spawanie zastosowano również i w hangarze w Brukseli (największy hangar spawany); mimo użycia szeregu kratownic — podciągów belkowych o rozpiętości 67,5 m uzyskano wynik korzystny, współczynnik α wynosi bowiem 1,85 (w hangarze tym do słupów i szkieletu ścian zastosowano żelbet; dla umożliwienia porównania z innymi hangarami o szkielecie całkowicie żelaznym zwiększono ciężar żelaza o 25%, to jest średnią wartość, jaka wypada na szkielet ścian w/g tabeli 2). Ustroje statycznie wyznaczalne (wężary belkowe) wykazują współczynnik charakterystyczny konstrukcji o wartości zbliżonej do 2. Szczególnie wymownym przykładem są hangary ad 5 i 6, wykonane w naszym kraju, o zupełnie niemal identycznym układzie konstrukcji i pokrycia; współczynniki α (2,00 i 1,98) są w tych hangarach prawie identyczne.

Jak to wynika z tabeli 1 ciężar jednostkowy odniesiony do m^3 jest w halach hangarowych znacznie niższy, niż w innych konstrukcjach żelaznych, np. w budynkach szkieletowych (18 — 22 kg/m^3), czy też budowach przemysłowych (12 — 15 kg/m^3). Ciężar ten mieści się najczęściej w granicach 6 — 10 kg/m^3 przestrzeni użytkowej hali. W stosunku do przestrzeni obudowanej ciężar ten zejść może nawet do 4 kg/m^3 (np. hangar na lotnisku Quintero w Chile).

Z ogólnego ciężaru konstrukcji żelaznej (por. tabelę 2) przypada na konstrukcję nośną dachu 70 do 80% reszta t. j. 30 do 20% na konstrukcję słupów i szkieletów ścian) z wyłączeniem bram hangarowych wraz z prowadnicami, jako nienależącymi do konstrukcji nośnej hangaru). Przyjąć można ogólnie, że z całkowitej konstrukcji na szkielet dachu przypada około 75%, na słupy, ściany i fundamenty 25%. W halach o dużych rozpiętościach ciężar konstrukcji dachu schodzi nieco poniżej 75% w halach małych wzrasta nieco ponad tę granicę.

Głównymi elementami konstrukcji dachu są więzary i kratownice, płatownice oraz wiatrownice. W tabeli 3 podano ciężary jednostkowe tych głównych elementów kilku konstrukcyj hangarowych, wykonanych w wielkości w naszym kraju. Zależnie od ustroju i układu konstrukcji ciężar jednostkowy (na m^2) więzarów wraz z kratownicą (o ile taka kratownica została zaprojektowana) wynosi od 40 do 60% całkowitego ciężaru jednostkowego.

Jeśli przyjmiemy, że z całkowitego ciężaru kon-

TABELA II

Zestawienie ciężarów jednostkowych żelaza w konstrukcji stropu i ścian niektórych hal hangarowych

L. p.	Wymiary hali hangarowej rozp. x głębokość x wysokość	Jednostkowy ciężar żelaza przypadający na m ² rzutu hali			Procentowy stosunek żelaza		U w a g i
		całkowitej konstrukcji hali	konstrukcji dachu	konstrukcji słupów i szkieletu ścian	szkieletu dachu	słupów i szkieletu ścian	
	m	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	%	%	
1	24,5 × 21 × 4,5	34	27,2	6,8	80	20	Konstrukcja całkowicie spawana. Łuk ze ścięgnem. Pokrycie lekkie.
2	37,6 × 24,5 × 6	62,4	47,8	14,6	76,5	23,5	Konstrukcja kratowa belkowa. Krycie ciepłochronne (strop ceglano-betonowy).
3	40 × 32 × 6,5	71,2	55,4	15,8	78	22	Konstrukcja kratowa belkowa. Krycie ciepłochronne (strop ceglano-betonowy).
4	53 × 55 × 8,5	82,4	61	21,4	74	26	Konstrukcja łukowa kratowa (3 przeguby). Dach podwieszony na łukach. Krycie płytami celolitowymi.
5	$(60,48 + 60,48) \times 30$ 10	85,5	62,1	23,4	72,5	27,5	Konstrukcja kratowa belkowa. Kratownica - podciąg dwuprzęsłowa. Krycie ciepłochronne (pustaki ceglane).

Zestawienie ciężarów jednostkowych żelaza głównych elementów konstrukcji nośnej stropu niektórych hal hangarowych

L. p.	Wymiary hali hangarów rozp. \times głęb. \times wysokość	Jednostko- wy ciężar całkowitej konstrukcji kg/m ²	Jednostkowe ciężary głównych ele- mentów konstrukcji dachu na m ² rzu- tu hali oraz ich stosunek procentowy do ciężaru konstrukcji				Rozpiętość „l”, odstęp „b” i ustrój				Pokrycie dachu
			płatwie		więzary i kratownice		płatwi	więzarów			
			kg/m ²	%	kg/m ²	%		kg/m ²	%		
1	24,5 \times 21 \times 4,5	34	5,7	16,8	18	53	2,6	7,6	l = 5 m b = 2,5 do 2,7 m Obliczone jako belki czę- ściowo utwierdzone. ($M = \frac{1}{10} q l^2$)	l = 24,5 m b = 5 m Łuki pełne I Nr. 22 dwu- przegubowe ze ścię- gnem.	Deskami i papą, lub bla- chą falistą.
2	37,6 \times 24,5 \times 6	62,4	10,9	17,5	28,6	45,9	5,8	9,3	l = 6,5 m b = 2,4 m Jako belki ciągłe.	l = 21,6 m b = 6,5 m Belkowy więzar kratowy oparty na słupach ścia- ny tylnej i kratownicy.	Strop ceglano-betonowy, gr. 10 cm, ścianki pu- staków 10 i 12 mm.
3	40 \times 32 \times 6,5	71,2	9	12,7	37,8	53	4,3	6,1	l = 7 m b = 2,4 m Obliczone jako belki cią- głe. (I Nr. 18)	l = 28,8 m b = 7 m Belkowy więzar kratowy oparty na słupach ścia- ny tylnej i kratownicy.	Strop ceglano - betonowy grub. 10 cm, ścianki pustaków 10 i 12 mm.
4	53 \times 55 \times 8,5	82,4	17,8	21,6	34,7	42,1	3,6	4,4	l = 7,1 i 8 m b = 2,67 m Jako belki wolnopodparte i przegubowe.	l = 53,4 m b = 18,7 m Łuki trójp przegubowe ze ścięgnem.	Strop z płyt celolitowych gr. 11 i gazobeton- owych gr. 12 cm.
5	(60,48 + 60,48) \times 30 10	85,5	7,5	8,8	40	46,7	4	4,6	l = 6,72 m b = 3 m Przegubowe I Nr. 18.	l = 27,15 m b = 6,72 m Belkowe więzary kratowe	Strop ceglano - betonowy z płyt „Zomak”.

strukcji połowa przypada na więzary (wraz z kratownicą), to uwzględniając, że ciężar jednostkowy konstrukcji wynosi od $g = 1,5 \frac{l+b}{2}$ do $g = 2 \frac{l+b}{2}$, przyjmować możemy w obliczeniach

wstępnych jako ciężar jednostkowy więzarów i kratownic w przybliżeniu tyle kg/m^2 przekrycia dachowego, ile wynosi metrów bieżących rozpiętość więzarów lub średnia rozpiętość więzarów i kratownicy (gdy zaprojektowana zostaje kratownica nadbramowa jako podciąg). Ciężar jednostkowy więzarów, przyjęty w tak prosty sposób do wstępnych obliczeń, różnić się może od wartości rzeczywistej w granicach do 20%.

Ciężar konstrukcji kratownicy nadbramowej zależy w wysokim stopniu od rozpiętości. Ciężar kratownicy jest zwykle większy, niż ciężar więzarów. W hangarach, wykonanych u nas, ciężar jednostkowy kratownicy i więzarów rozkłada się na te dwa główne elementy, jak następuje: a) w hangarze 40 x 32 (rozp. kratownicy 40 m, więzarów 32 m; stosunek 1:0,8) jednostkowy ciężar kratownicy wynosi 19 kg/m^2 rzutu hali, jedn. ciężar więzarów 18,8 kg/m^2 ; b) w hangarze 37,6 x 24,5 (rozp. kratownicy 37,6 m, więzarów 24,5 m; stosunek 1:0,65) jednostkowy ciężar kratownicy wynosi 15,8 kg/m^2 , więzarów — 12,8 kg/m^2 ; c) w hangarze 60,48 x 30 (stosunek 1:0,5) na lotnisku Halle obok Lipska ciężar jednostkowy kratownicy o rozpiętości około 60 m wynosi (mimo zastosowania ustroju ciągłego) 25,6 kg/m^2 , więzarów (rozp. 30 m) — 13,7 kg/m^2 .

Z powyższych przykładów wyciągnąć można ten wniosek, że dla stosunku rozpiętości kratownicy do rozpiętości więzarów 1:0,8 ciężar jednostkowy kratownicy i więzarów rozkłada się po połowie na obydwa elementy, przy stosunku zaś kratownicy do więzarów 1:0,5 (graniczny stosunek rozpiętości hali hangarowej do głębokości) na kratownicę przypada $\frac{2}{3}$, a na więzary $\frac{1}{3}$ ciężaru jednostkowego kratownicy i więzarów, przy innych zaś stosunkach zawartych w powyższych granicach (między 1:0,8 a 1:0,5) część ciężaru jednostkowego, przypadająca na kratownicę mieści się w granicach od $\frac{1}{2}$ do $\frac{2}{3}$ ciężaru jednostkowego kratownicy i więzarów (razem wziętych).

Ustrój płatwi, ich rozpiętości i odstęp odgrywają bardzo poważną rolę w konstrukcji hal hangarowych. Stosowany w hangarach odstęp płatwi mieści się normalnie w granicach 2 do

3 m, najczęściej wynosi około 2,5 m. Stosowana rozpiętość płatwi jest większa, niż w innych konstrukcjach (dachowych), mieści się bowiem w granicach 5 do 10 m, najczęściej 6 do 8 m. Używane są najczęściej płatwie przegubowe jako najbardziej ekonomiczne (pod względem statycznym), rzadziej ciągłe, dla większych rozpiętości t. j. 8 do 10 m używa się najczęściej płatwi rozporowych lub kratowych.

W stosunku do ogólnego ciężaru konstrukcji nośnej hali ciężar płatwi mieści się najczęściej w granicach 10 do 20%, zależnie od ustroju płatwi, ich rozpiętości, odstępów i pokrycia. Przy obliczeniu wstępnym płatwi przegubowych przyjmować można następujący ciężar jednostkowy płatwi na m^2 rzutu powierzchni dachu (średni odstęp 2,5 m; naprężenie dopuszczalne 1400 kg/m^2 , ciężar pokrycia dachu ze śniegiem i wiatrem około 200 kg/m^2):

dla rozpiętości	6 m	—	8 kg/m^2
„ „	7 m	—	9 kg/m^2
„ „	8 m	—	11 kg/m^2

Ciężar wiatrownic w halach hangarowych wynosi kilka % ciężaru całej konstrukcji nośnej i mieści się najczęściej w granicach 4 do 10 % ciężaru konstrukcji nośnej, przyczem w halach o większych rozpiętościach procent jest mniejszy, w halach o mniejszych rozpiętościach — większy.

Tężniki połaciowe w halach hangarowych nie zawsze są stosowane, gdyż siły poziome mogą być przeniesione przez sztywne, ciepłochronne pokrycie dachowe oraz przez ściany. Niekiedy hala hangarowa przy odpowiednim ustroju poza wiatrownicą nadbramową nie posiada prawie żadnych innych tężników poziomych (np. hangary 40 x 32 oraz 37,6 x 24,5, wykonane w naszym kraju).

W hangarach żelaznych o wielkich rozpiętościach koszt konstrukcji nośnej hali gra decydującą rolę w ogólnych kosztach budowy. I tak w hangarach u nas wykonanych o rozpiętości 53 m koszt konstrukcji żelaznej nośnej wyniósł około 65%, koszt zaś wszelkich innych robót budowlanych (pokrycie dachu, obudowa ścian, podłogi w hangarze) około 35% całkowitego kosztu robót budowlanych (żelaznych i obudowy). W hangarach średniej rozpiętości 40 x 32 m koszt konstrukcji żelaznej wyniósł 50%, koszt obudowy również 50%, wreszcie w hangarach małych 24,5 x 21 — koszt konstrukcji żelaznej wyniósł około 35%, koszt reszty robót budowlanych 65%. Z powyższego wynika, że im większy jest hangar, tem staranniej i ekonomiczniej winna być rozwiązana konstrukcja żelazna hali hangarowej.

WPŁYW RACJONALNEGO OPRACOWANIA PROJEKTU NA KOSZTY KONSTRUKCYJ STALOWYCH

Jerzy Koziół, Chorzów

W S T Ę P

Stykając się w życiu codziennym z najrozmaitszymi projektami konstrukcyj stalowych, pragnę poruszyć w szczyplych ramach tego artykułu sprawy ściśle związane z projektowaniem, składaniem ofert i wykonywaniem konstrukcyj stalowych z zakresu budownictwa przemysłowego oraz budownictwa do celów mieszkaniowych i komunikacyjnych z punktu widzenia inżynierów, zatrudnionych w zakładach naszego przemysłu stalowego. Trudne warunki gospodarcze, powodujące niedostateczny napływ zamówień i prawa ekonomiczne, które rządzą budownictwem, potęgują nad wyraz dążenia do jak najściślej analizy wszystkich faz wykonywania, poczynając od wstępnych szkiców, a skończywszy na oddaniu do użytku danej budowli.

Liczenie się z każdym groszem i każdym kg stali, stawia projektującego przy obecnych warunkach nieraz w niesłychanie trudnym położeniu. W dobie współczesnej nie można bowiem zadowolić się wykonaniem jednego projektu danej budowli, lecz wypada nieraz przeliczyć dla porównania kilka wariantów celem dostatecznego wyzyskania walorów ekonomicznych konstrukcyj stalowych. Niestety prawie przy każdej budowie odnosi się wrażenie, iż instytucjom zleceńdawczym zawsze się śpieszy i projektujący nie ma do dyspozycji wystarczająco długiego czasu na opracowanie projektu i należyte przemyślenie elementów konstrukcyjnych. Projektujemy prawie zawsze gorączkowo, niby na pożar, często nocami, bo zleceńdawca, nie mający zazwyczaj pojęcia o pracy, którą trzeba wykonać przed rozpoczęciem budowy, podał termin niemożliwy. Należy jednak położyć największy nacisk na staranne opracowanie projektu i wszechstronne jego uzgodnienie, co wymaga odpowiedniego czasu.

Pobieżnie wykonany projekt, to źródło strat i błędów, które później w toku wykonywania konstrukcji stają się udręką zarówno dla dostawcy, jak i dla odbiorcy. Szczegółowo i sumiennie opracowany projekt kosztuje wprawdzie więcej, umożliwia jednak stosowanie odpowiednich metod pracy w wytwórni i na budowie, które przyczyniają się w znacznej mierze do zmniejszenia kosztów konstrukcyj stalowych. Rozpatrzmy kolejno zagadnienia, zmierzające do należytego ujęcia niniejszego tematu:

- 1) co należy wiedzieć przed rozpoczęciem projektu i jakie dane są potrzebne, do opracowania projektu;
- 2) z czego powinien składać się projekt;

- 3) jakie dane potrzebne są do opracowania oferty na konstrukcję stalową i co należy uwzględnić przy kalkulacji;
- 4) co należy wiedzieć o wykonywaniu konstrukcji w wytwórni.

1. Co należy wiedzieć przed rozpoczęciem projektu i jakie dane potrzebne są do opracowania projektu

Chcąc projektować konstrukcje stalowe należy znać właściwości stali budowlanej i to nie tylko jej granice wytrzymałości, granice plastyczności (płynności), wydłużenie w %, jej współczynniki sprężystości i rozszerzalności, lecz również znać możliwości obróbki i wpływ obróbki na jej strukturę wewnętrzną przy spawaniu, przebijaniu otworów, spęcznianiu wskutek ostrego wyginania i t. p. Należy wiedzieć, że bezpośrednio po odwalcowaniu wskutek nierównomiernego ochładzania ścianek profilu, powstają naprężenia wewnętrzne, przeważnie w większych profilach walcowanych. Projektujący powinien mieć pod ręką katalog walcowanych w Polsce profili z ich dokładną wagą i wszystkimi datami statycznymi. Katalog ten powinien obejmować również blachy cienkie, średnie i grube, ich formaty normalne, szerokości i długości, blachy żeberkowe, blachy faliste oraz materiał nawierzchni kolejowej i rury walcowane, które przy obecnym rozpowszechnieniu spawania niejednokrotnie mogą znaleźć zastosowanie i w budownictwie stalowym.

Projektujący powinien być obeznany z cenami zasadniczymi poszczególnych profili oraz znać cennik dopłat na wszystkie profile. Cennik ten w obecnej formie niestety jest bardzo nieprzejrzysty i niepraktyczny. Zdarza się często, że projektujący, dążąc do uzyskania jak najmniejszej wagi konstrukcji, nie uwzględnił w ogóle kosztów zastosowanych profili. Jak wiadomo, nie zawsze konstrukcja najlżejsza jest najtańsza, gdyż siłą faktu profile cienkie mają znacznie wyższe dopłaty; — również robocizna, która liczy się zazwyczaj od kg, wypada przy lekkich profilach droższa. Chcąc osiągnąć tania konstrukcję, należy przy projektowaniu brać pod uwagę nie tylko ciężar stosowanych profili lecz również ich cenę.

Przy projektowaniu wskazane jest posługiwanie się podręcznikami i tablicami, umożliwiającymi szybką orientację przy obliczeniach porównawczych. Ceną przysługę oddają zazwyczaj istniejące obliczenia statyczne i archiwum wykonanych konstrukcyj, wzgl. zbiór zestawień, ciężarów i współczynników konstrukcyjnych, obliczonych ściśle na podstawie wykonanych obiektów. Projektujący musi znać obowiązujące przepisy urzę-

dowe, dotyczące obliczeń statycznych, które nie-
stety dla konstrukcji stalowych w porównaniu z
przepisami innych krajów nie są zbyt wyczerpu-
jące i wymagają uzupełnienia oraz dostosowania
do badań teoretycznych i praktycznych doby obec-
nej. Projektujący powinien znać miejsce budowy,
możliwości wyładowe, transportowe i monta-
żowe, celem ustalenia objętości elementów i usta-
lenia połączeń montażowych. Powinien znać rodzaj
gruntu budowlanego, jego nośność, oraz wszelkie
oddziaływania sił użytecznych zewnętrznych, w
postaci sił skupionych lub równomiernie rozłożo-
nych, ruchomych lub stałych i ich punkty zaczep-
ienia.

Wszystkie inne obciążenia wynikają zazwyczaj
z przepisów urzędowych. Przy opracowaniu pro-
jektu konstrukcji dla celów mieszkaniowych jest
nieodzowna współpraca architekta, który ustala
zazwyczaj rozkład ubikacyj, klatek schodowych,
dźwigów, kominów, kanałów wentylacyjnych
i uzgadnia z klientem elewacje budowy, rodzaj
stropów, ścian i instalacji wszelkiego rodzaju. Do-
datnich wyników na korzyść konstrukcji stalowej
można się spodziewać jedynie przy wszechstron-
nie uzgodnionych szczegółowych planach, dostoso-
wanych ściśle do właściwości stali budowlanej
oraz gruntownie przemyślanego programu robót.

Przy projektowaniu konstrukcji z zakresu bu-
downictwa przemysłowego musi być zgóry ustalo-
ne przeznaczenie danej budowli i ustalony układ
urządzeń wszelkiego rodzaju na podstawie diagra-
mów roboczych, określających przejrzyście po-
szczególne fazy produkcji. Przy projektowaniu
konstrukcji dla celów komunikacyjnych, a szcze-
gólnie mostów, potrzebny jest przede wszystkim
plan niwelacyjny celem ustalenia najkorzy-
stniejszych rozpiętości, wysokości filarów, przy-
czółków, i wysokości konstrukcyjnej mostu. Jed-
nocześnie należy mieć na uwadze rodzaj obcią-
żenia użytkowego danego obiektu.

2. Z czego powinien składać się projekt

W praktyce rozróżniamy projekt szkicowy
i projekt szczegółowy. Zwykle przy trudnych do
rozwiązania obiektach, które wymagają wszech-
stronnego uzgodnienia i przemyślenia, przy pra-
cach wstępnych posługujemy się projektem szki-
cowym z ustrojem nakreślonym prostymi linjami.
Na tej podstawie obliczamy w sposób przybliżony
ciężar elementów. Jest jasne, że już przy projekcie
szkicowym wyznaczać musimy siły i naprężenia
w prętach oraz oddziaływanie poszczególnych ele-
mentów według narzucającej się wprost kolejno-
ści. Po wykonaniu obliczeń porównawczych i usta-
leniu najekonomiczniejszego układu, przystępujemy
do opracowania projektu szczegółowego.

Projekt szczegółowy konstrukcji stalowych
obejmuje obliczenie statyczne, plan główny zesta-
wieniowy, rysunki wykonawcze, spisy elementów,
obliczenie wagi, plan montażowy i opis technicz-
ny konstrukcji, a w wyjątkowych wypadkach plan
załadowania na wagony i plan obciążenia próbne-
go. Obliczenie statyczne obejmuje potrzebne szki-
ce, schematy sił, momentów, sił tnących, ułatwia-
jące sprawdzenie wyliczonych obciążeń i naprę-
żeń. Do obliczenia statycznego powinny być dołą-

czone wszystkie wykresy, linje wpływowe, ugięcia
i przesunięcia wskutek zmiany temperatury. Ce-
lem uzyskania pożądanej przejrzystości obliczenia
korzystać należy z zestawień tabelarycznych. Obli-
czeniem statycznym objęte są również połączenia
poszczególnych elementów wzgl. styki montażowe.
Po sprawdzeniu ciężaru elementów konstrukcyj-
nych na podstawie rysunków wykonawczych, wpi-
suje się zazwyczaj na końcu obliczenia porówna-
nie przyjętych do obliczenia ciężarów elementów
z wagą teoretyczną.

Plan główny (zestawieniowy) wykonywa się
zwykle w skali 1 : 100, wyjątkowo 1 : 50, przy
większych obiektach 1 : 200 nawet 1 : 500. Pożą-
dane jest, ażeby jeden rysunek obejmował wszyst-
kie rzuty, przekroje, elewacje danego obiektu, do-
kładne oznaczenia, wymiary główne oraz przyjęte
w obliczeniu statycznym przekroje. Przejrzystość
powinna być główną cechą takiego planu zesta-
wieniowego.

Rysunki wykonawcze, średnich wymiarów, za-
zwyczaj w skali 1 : 10 (trudne połączenia kon-
strukcyjne i szczegóły w większej skali), muszą
być dokładnie wymiarowane i wszechstronnie
uzgodnione. W krajach zachodnich zakłady kon-
strukcyjne, wykonywające konstrukcje na eksport,
zatrudniają często do sprawdzania rysunków wy-
konawczych wyjątkowo sumienne siły konstruktor-
skie. Z tego wynika, że koszty takiego sprawdza-
nia się opłacają. Traser powinien z rysunku
wszystkie wymiary odczytać bez potrzeby dodat-
kowego ich obliczania. Przy stosowaniu spa-
wania wykonywanie rysunków wykonawczych
jest znacznie uproszczone. Na każdym rysunku
u góry w rogu należy wykonać siatkę geometrycz-
ną danej konstrukcji, a część przedstawioną na
rysunku uwydatnić grubymi liniami. Wszystkie
numery elementów wpisuje się w krążki lub pod-
kreśla dla przejrzystości. Konstrukcje, posiadają-
ce trudne połączenia oraz złożone przekroje (n. p.
przy mostach), kreśli się na grubym papierze ry-
sunkowym, a stąd przenosi się na kalkę przezro-
czystą. Większość konstrukcji kreśli się na papie-
rze transparentowym, jedynie wymiary, strzałki
i pozycje wpisuje się tuszem.

Do każdego rysunku warsztatowego wykonywa
się spisy elementów, ich przekroje, długości, obli-
cza się wagę jednej sztuki i wagę całej pozycji.
Spisy posiadają również adnotacje, odnoszące się
do zamówienia materiałów. Jeżeli rozliczenie za
konstrukcję następuje według wagi teoretycznej,
a nie wagi rzeczywistej, wzgl. według listów prze-
wozowych, wówczas wykonywa się obliczenie wa-
gi na specjalnych formularzach, ułatwiających
sprawdzenie.

Plan montażowy obejmuje wszystkie ruszto-
wania, uwydatnia zespoły, wychodzące z wytwórni
jako jedna całość i oznaczenia tychże zespołów, ce-
lem łatwej i szybkiej orientacji na miejscu budo-
wy. Z planu montażowego wynikają również urzą-
dzenia pomocnicze (wyładowe). W opisie tech-
nicznej konstrukcji, powinna być podana jakość
materiału, kolejność wykonania, łączenia na budo-
wie, strzałki wzniesienia, wskazówki odnoszące się
do podłania i ustawienia łożysk, oraz wskazówki
dotyczące materiałów i elementów, nie należących

do dostawy. Opis techniczny musi obejmować również wyjaśnienia, odnoszące się do całego szeregu zespołów z innymi materiałami budowlanymi i urządzeniami. Opis techniczny dołącza się zazwyczaj do umowy. Przy trudnych do załadowania elementach wykonywa się plan załadowania celem należytego wykorzystania wagonu. Plan obciążenia próbnego wykonywa się w nielicznych wypadkach.

3. *Jakie dane potrzebne są do opracowania oferty na konstrukcję stalową i co należy uwzględnić przy kalkulacji*

Chcąc odpowiedzieć na to pytanie należy znać składniki ceny sprzedaży. Określimy je kolejno następująco: a) koszt materiałów według cennika z uwzględnieniem odpadków, nitów, śrub, elektrod i t. d.; b) koszt robocizny w wytwórni; c) koszty ogólne obejmujące koszt prądu, pary, oświetlenia, zużycia obrabiarek, suwnic, szablonów, urządzeń do obróbki, robocizny nieproduktywnej, koszt biura technicznego, zarządu, załadowania i t. d.; d) koszt pogruntowania i pomalowania z uwzględnieniem robocizny i potrzebnego do malowania materiału (do ścisłej kalkulacji potrzebna jest powierzchnia profilów w m² na 1 tonnę); e) koszty przewozu materiału z walcowni do wytwórni i przewóz gotowej konstrukcji z wytwórni na miejsce budowy; f) koszty transportu ze stacji kolejowej na miejsce budowy łącznie z przeładunkami; g) koszty montażu, obejmujące robocizną monterską i nieproduktywną, odpowiedni procent kosztów potrzebnych urządzeń i narzędzi montażowych, doprowadzenia prądu elektr., koszt przewozu urządzeń montażowych, pomieszczenia dla monterów, podróży monterów, rusztowań i t. p.); h) koszty obciążeń próbnych; i) podatki i koszt opracowania projektu, o ile opracowanie nastąpiło poza przedsiębiorstwem i wreszcie j) dodatek na nieprzewidziane, ryzyko i zysk.

O ile projekt obejmuje wszystkie załączniki, opisane w rozdziale 2 niniejszego artykułu, wówczas ściśle określenie powyżej wymienionych kosztów jest możliwe. Bez wykazu materiałów nie można ustalić kosztów materiału. Bez rysunków wykonawczych nie można obliczyć robocizny. Nie znając odległości w km i wagi konstrukcji oraz możliwości załadowania, nie można obliczyć kosztów frachtu. Nie znając odległości od stacji kolejowej do miejsca budowy i warunków miejscowych, nie można określić kosztów transportu. Nie znając miejsca budowy, nie można określić kosztów montażu.

Pomimo to utarło się u nas mniemanie, że cenę za konstrukcję podać można podobnie jak za pierwszą lepszą robotę budowlaną na podstawie opisu w kosztorysie przetargowym. W warunkach przetargowych nieraz na poważne roboty konstrukcyjne zaznacza się, iż rysunki są do obejrzenia w urzędzie. Są to nieraz zaledwie szkice wstępne bez wykazów materiałów. Nie pozostaje zatem nic innego, jak przybliżyć obliczenie kosztów. Nic też dziwnego, że oferty wykazują rozbieżności, dochodzące nieraz do 50%. Przedsiębiorca posiadający jeden palnik i wiertarkę, który w swojej szopie już raz wykonywał wiazary według systemu

ciesielskiego kalkuluje inaczej, aniżeli zakład utrzymujący cały sztab wytrawnych pracowników. Rysownik, znający najwyżej plan Cremony, pracuje taniej od inżyniera statyka.

4. *Co należy wiedzieć o wykonywaniu konstrukcji w wytwórni*

Niezwykle ważną rolę odgrywa dla wytwórni szybka dostawa materiału. Naczelnym postulatem warsztatu jest jak najszybsze i najsprawniejsze wykończenie roboty. Jeżeli w ogromnej różnorodności materiału, jaki normalnie składa się na konstrukcję żelazną, brakuje choćby 2 — 3 gatunków profilów, których w najbliższym czasie walcownia nie wykona, wprowadza się do pracy warsztatu zamęt, robota zakończona w jednym ciągu być nie może, a prowadzona na raty jest z natury rzeczy droższa niż normalnie, już nie mówiąc o tem, że zaczyna grozić przekroczenie terminu dostawy i ściągnięcie kary konwencjonalnej (nowa strata), choćby konstrukcja po odbiorze leżeć miała kilka tygodni na placu w oczekiwaniu na zlecenie wysyłki na montaż. Bolączkę tę usunąć może całkowicie przemysłany dobór kształtówek. Omówimy później wpływ poszczególnych operacji warsztatowych na koszt konstrukcji.

Najważniejszą i najodpowiedzialniejszą operacją jest trasowanie, wykonywane przez najdroższą opłaconych rzemieślników. Oczywiście jest, że znacznie redukuje koszty możliwie wielką ilość jednakowych elementów konstrukcyjnych. Poza tym warunkiem zasadniczym taniej obróbki jest jasny i przejrzysty rysunek z jednoznacznie określonymi i dokładnie sprawdzonymi wymiarami. W dalszym etapie można uzyskać poważne oszczędności na robociznie przez ograniczenie kosztownej roboty kowalskiej, mianowicie gięcia i krepowania profilów. Szczególnie kosztowne jest gięcie ciężkich kształtowników na małym promieniu, zwłaszcza w płaszczyźnie większego momentu bezwładności i tu otwiera się wdzięczne pole do redukcji kosztów drogą sprytnych rozwiązań spawanych. Oczywiście uwaga poprzednia nie dotyczy gięcia profilów na dużej długości i o b. dużym promieniu co z łatwością wykonywa się maszynowo na zimno.

Co się tyczy właściwej obróbki maszynowej, to podkreślę znaną zresztą zasadę wykonywania nakładek górnych blachownic o większej szerokości od spodnich w celu oszczędzenia heblowania dla uzyskania lepszego wyglądu. Wykonywanie otworów zapomocą przebijania byłoby tańsze od wiercenia, lecz oszczędność zostałaaby stracona przez konieczność rozwiercenia na większą średnicę celem usunięcia zgniecionego materiału. Często używane w mostach łukowo wycięte blachy węzłowe są bardzo drogie, gdyż po wypaleniu łuku tlenem musi zgodnie z przepisami nastąpić usunięcie materiału, przylegającego do linii cięcia na głębokości 4 mm. Oczywiście jest, że znacznie taniej wypada obciąć prostą blachę nożycami i przeheblować.

Przy składaniu elementów konstrukcyjnych istnienie większej ilości jednakowych części przynosi oszczędność robocizny. Składanie pojedynczych konstrukcyj całkowicie spawanych, a szcze-

gólnie kratowych, jest droższe niż przy nitowanych z powodu braku otworów, które wyzyskuje się do ustalenia i z mocowania części składowych. Przy spawanych elementach jest dla warsztatu niekiedy bardzo przydatne umieszczenie kilku otworów dla ustawienia części. Zupełnie inaczej ma się sprawa, gdy elementy spawane powtarzają się w większej ilości; wtedy składa się je w odpowiedniej formie.

Przy nitowaniu szeregu skupionych nitów stosuje się nitowanie maszynowe, tańsze i pewniejsze od ręcznego; wymaga ono jednak swobodnego dostępu szczęk maszyny do szwu nitowego. Nie od rzeczy będzie przypomnieć, że nit oprócz miejsca na główkę potrzebuje również miejsca na nakuwek i młotek do nitowania, o tem niestety czasem przy projektowaniu się zapomina i z lekkim sercem stawia się nity w miejscach gdzie do ich zanitowania trzeba stosować najróżniejsze pomysły; że nity takie są kilkakrotnie droższe, rozumie się samo przez się.

Kilka uwag o spawaniu z punktu widzenia warsztatu będzie bardzo na czasie, ponieważ metoda ta jako rewolucyjna, znajduje się dziś w ognisku żywej dyskusji. Technika spawania jest bardzo młoda i mało znana, nic więc dziwnego, że przy projektowaniu konstrukcji spawanej popełnia się błędy, które mszczą się dotkliwie na koszcie wykonanej konstrukcji. Do tych błędów należy przede wszystkim dawanie przesadnej ilości szwów. Szew spawany jest bardzo drogi w wykonaniu i z tego względu nie należy go nadużywać. Koszt wykonania szwu rośnie teoretycznie z kwadratem jego grubości, praktycznie jeszcze szybciej, zatem najekonomiczniejsze są długie szwy cienkie. Spoiny pachowinowe są tańsze w wykonaniu od stykowych, ponieważ nie wymagają tak dokładnego przygotowania. Zasadniczo spoiny powinny być łatwo dostępne i możliwie tak położone, by dały się wykonać w położeniu poziomem. Spoiny pionowe są droższe od poziomych, a cóż dopiero sufity, których uniknięcie przeważnie nie sprawia specjalnych trudności konstrukcyjnych.

Specyficznym zjawiskiem przy spawaniu są odkształcenia termiczne. Tu odpowiednia konstrukcja może dużo pomóc w ograniczeniu tych odkształceń, szczególnie przy konstrukcjach złożonych z delikatnych profilów. Wskazane jest umieszczanie spoin symetrycznie i możliwie blisko środka ciężkości profilu. Ze względu na uniknięcie odkształceń termicznych bardzo pożądana jest konstrukcja, pozwalająca na odrębne wykonanie poszczególnych elementów, które osobno pospawane i wyprostowane spawa się na koniec w jedną całość. Wreszcie jedna uwaga, która u nas nie była dostatecznie akcentowana. Spawanie jest proce-

sem powolnym. Niciarz wyrzuca w tym samym czasie 2 do 3 razy więcej ton konstrukcji niż spawacz. Na tym punkcie zachodzą nieraz nieporozumienia co do terminów dostawy. Podkreślić należy: tonny konstrukcji spawanej nie można dostarczyć ani za tę cenę, ani w tym czasie, co tonnę konstrukcji nitowanej, przyczem naturalnie nie można zapominać o zupełnie innej ważkości, — że się tak wyrażę — tonny spawanej.

Na zakończenie jeszcze kilka uwag o montażu. Na montażu konstrukcji stalowej, jeszcze ważniejsze jest niż w warsztacie rozwinięcie i utrzymanie odpowiedniego tempa, wszelkie zatrzymania wzgl. hamowania bardzo dotkliwie odbijają się na kosztach. Elementy montażowe powinny być jak najcięższe i jak najdalej wykończone w warsztacie. W miejscach trudno dostępnych i wysokich, korzystniej jest stosować śruby niż nity. Spawanie na montażu ogromnie podraża i hamuje. Składanie elementów montażowych jest trudne i kosztowne, wykonanie spawania bardzo drogie ze względu na przeważnie niewygodne położenie spoin oraz wysokie koszty prądu, który na miejscu budowy przeważnie trzeba samemu wytwarzać. Odształcenia termiczne groźniejsze są niż w warsztacie, ponieważ niema na budowie urządzeń do ich ograniczenia. Z tych względów daleko taniej wypada łączenie na montażu elementów spawanych na nity lub śruby.

ZAKOŃCZENIE

Temat ekonomicznego projektowania jest tak rozległy, że trudno go ująć w szczupłe ramy referatu. Konstruktorowi, znającemu dokładnie statykę i posiadającemu dostateczną dawkę sprytu, pozostaje jeszcze szerokie pole działania w kierunku udoskonalenia konstrukcji stalowych. Pozytywne rezultaty przy budowlach z zastosowaniem stali można osiągnąć jedynie przy szczegółowym, sumiennym przemyślanym, wszechstronnie uzgodnionym projekcie, opartym na zdrowej i ścisłej kalkulacji. Oddając taki projekt na warsztat, należy rozpoczynać z wykonaniem wówczas, kiedy dostawa materiału z walcowni jest dostatecznie zapewniona. Dopiero wtedy można uzyskać niski koszt robocizny, wykorzystując wszystkie urządzenia warsztatowe na wzór produkcji taśmowej. Wprowadzenie zmian podczas produkcji podraża konstrukcję i przedłuża termin dostawy. Ścisłe zaznaczone połączenia montażowe oraz ścisła kolejność w wysyłce elementów, zapewnia niską robocizną montażową. Przy większych budowlach należy korzystać ze stali budowlanej wysokowartościowej; wówczas oszczędność w kosztach dochodzi nieraz do 12%.

BUDOWNICTWO MIESZKALNE STALOWO-SZKIELETOWE W POLSCE, W ŚWIELE DOŚWIADCZEŃ OSTATNICH LAT

Inż. Henryk Griffel, Katowice

Domy mieszkalne w konstrukcji stalowo-szkieletowej buduje się w Polsce od niedawna, bo dopiero od 6-ciu lat. W tym stosunkowo krótkim przeciągu czasu wybudowano u nas kilka większych domów mieszkalnych oraz szereg małych domków i will o szkielecie stalowym, tak, iż posiadamy już pewną sumę doświadczeń w tym kierunku. Budowa domu mieszkalnego, opartego na szkielecie stalowym, posiada swoje specjalne wymagania, odmienne od wymagań, jakie się stosuje do budowy zwykłego domu murowanego; wymaganiom tym można zresztą uczynić zadość w różnorodny sposób, jak to wskazuje dotycząca obszerna literatura.

Prowadząc przez blisko pięć lat budowę jednego z największych w Polsce domów o szkielecie stalowym oraz interesując się wogóle tym problemem, zebrałem w niniejszym referacie garść doświadczeń, poczynionych w ciągu tego czasu, aby się niemi podzielić z ogółem fachowców pracujących w tej dziedzinie. W szczególności chciałbym tutaj uwydatnić trudności, jakie nastrocza budowa wysokich kilkunastopiętrowych domów mieszkalnych, przy których nie do pomyślenia jest obejść się bez szkieletu stalowego, — oraz jak te trudności zostały w naszych stosunkach pokonane.

1. Projektowanie

Mimo doskonałych wzorów, pochodzących z zagranicy, gdzie budownictwo mieszkalne stalowo-szkieletowe było stosowane już oddawna i na wielką skalę, u nas niestety, jeśli chodzi o opracowanie projektów, trzeba otwarcie powiedzieć, nie wszystko stało na wysokości zadania. Przeważnie wykonanie planów budowy odbywało się (a często się jeszcze dziś odbywa) w ten sposób, iż zleceńodawca powierzał opracowanie projektu budynku architektowi, do którego należało zaprojektowanie rzutów i fasad oraz ogólne kierownictwo, następnie zaś zapraszano jednego ze znanych fachowców do zaprojektowania szkieletu i innych robót inżynierskich, bądź też zwracano się do zakładu produkującego konstrukcje stalowe celem dostosowania tejsze do istniejących planów architektonicznych. Że tego rodzaju sposób opracowywania projektu, zwłaszcza przy wielkich obiektach, nie mógł dać dobrych rezultatów, to rzecz zrozumiała. W dodatku jeszcze często pozostawiano projektującym zbyt mało czasu na szczegółowe opracowanie projektów i przystępowano do budowy na podstawie nie zawsze gruntownie przemyślanych planów, co pociągało za sobą różne niespodzianki w trakcie budowy.

Należy jednak zdać sobie sprawę z tego, iż na dokładne opracowanie projektu potrzeba odpowiednio długiego czasu. Wszelkie niedociągnięcia w projekcie mszczą się potem dotkliwie. Projekt musi być od samego początku opracowywany wspólnie przez architekta i konstruktora; „dorabianie” szkieletu do gotowego rzutu nigdy nie może dać dobrych rezultatów. Projekt musi być prze-myślany we wszystkich szczegółach; zwłaszcza wszelkie obciążenia powinny być szczególnie troskliwie ustalone. Architekt musi wniknąć w szczególne właściwości budowli szkieletowej, często bowiem, zdarza się, że budynki te są zaprojektowane tak, jakby miały być murowane. Przy wysokich budynkach należy mieć na uwadze, że są widoczne często ze wszystkich stron, bryła budynku musi być zatem odpowiednio do tego opracowana pod względem nie tylko architektonicznym ale i konstrukcyjnym. Konstruktor musi zacząć od szczegółowego opracowania szkieletu, a następnie fundamentów, a nie odwrotnie; zdarzało się bowiem, że z braku czasu, gdyż budowa miała być niezwłocznie rozpoczęta, poprzestawano narazie na wyznaczeniu obciążeń i opracowano naprzód fundamenty, co pociągało potem za sobą różne komplikacje w szkielecie.

Wogóle opracowanie projektu ma przy budowie szkieletowej ogromny wpływ na koszty; znacznie większy niż w innych budowlach i niż się naogół przypuszcza. Wskazane jest zatem przeliczenie różnych alternatyw; praca ta napewno sownie się opłaci. Znany mi jest wypadek, że przy opracowaniu szkieletu większego budynku zdołano przez stosowną zmianę konstrukcji stropu zaoszczędzić przeszło 200.000 zł. W Ameryce, ojczyźnie budynków szkieletowych, wiedzą o tem bardzo dobrze; to też projekty opracowuje się tam co najmniej rok lub dwa i to we wszystkich szczegółach. Budowę natomiast wykonywa się w rekordowo szybkim czasie. U nas z małymi wyjątkami dzieje się odwrotnie.

Stwierdzam jednak, iż pod tym względem nastąpiła już obecnie znaczna poprawa; kryzys z jednej strony, z drugiej zaś dotychczasowe własne doświadczenia w tej dziedzinie przyczyniły się do tego, iż do opracowania projektu przywiązuje się obecnie u nas daleko większą wagę, aniżeli jeszcze przed kilku laty.

2. Fundamenty

Fundamenty w większości wybudowanych u nas domów szkieletowych są wykonane z betonu lub żelbetu, przyczem w budynkach większych, posiadających jedną lub więcej kondygnacyj pod-

ziemnych, kondygnacje te wykonane są w całości jako konstrukcje żelbetowe. Tego rodzaju fundamenty zastosowano np. tak przy 14-piętrowym gmachu w Katowicach jak i przy 16-piętrowym gmachu „Prudential” w Warszawie.

Szkielet stalowy zaczyna się więc w tych budynkach dopiero od parteru a więc nad terenem. Przy większych „drapaczach” niż opisane wykonanie takie nie jest jednak odpowiednie, a to z następujących powodów. Szkielet budynku powinien stanowić z fundamentami jedną sztywną całość; powinien więc tkwić w ziemi. Ma to swoje specjalne znaczenie w terenach, nawiedzanych przez wstrząśnienia, czyto tektoniczne, czy też pochodzące z innych powodów, np. z odbudowy górniczej, ruchu ciężkich pojazdów i t. p. Przy wykonaniu dolnych kondygnacji z żelbetu, a górnych ze stali, mimo zakotwienia płyt podstawowych słupów stalowych w słupach żelbetowych powstaje niejako płaszczyzna zmniejszonego oporu, skutkiem czego budynek taki jest o wiele więcej wrażliwy na wstrząśnienia niż budynek, którego słupy stalowe głęboko tkwią w ziemi, utwierdzone w fundamentach. Drugim powodem, dla którego należy słupy sprowadzić możliwie nisko, jest ten, iż przy większych obciążeniach płyty podstawowe słupów i ich żebra dosięgają pokaźnych wymiarów, skutkiem czego trudno je ukryć w grubości stropu między suterrenami a parterem. Trzeba wtedy stosować zamiast usztywniających żeber grube płyty z wysoko wytrzymałej stali, co podraża znacznie koszt wykonania. Pozatem musi się zgóry w konstrukcji żelbetowej założyć kotwy dla słupów, czego nigdy nie można wykonać z taką precyzją, z jaką wykonuje się szkielet stalowy, przez co powstają różnice, których uwzględnienie przy montażu sprawia dużo kłopotu.

Jak z tego widać, słupy stalowe szkieletu powinny tkwić w ziemi, zatem schodzić jak najniżej do fundamentów, przyczem zresztą mogą same być obetonowane, a reszta konstrukcji tkwiącej w ziemi żelbetowa.

3. Szkielet stalowy

Pierwsze budynki szkieletowe w Polsce zostały wykonane jako konstrukcje nitowane. Stosunkowo wcześniej zaczyna się u nas stosować spawanie, początkowo do małych budynków, następnie zaś do większych. Obecnie nie można sobie wyobrazić prosto szkieletu całkowicie nitowanego. Spawanie daje takie korzyści, że jest teraz powszechnie stosowane.

Gmach, którego budowę kierowałem, posiadał w swej części 14-piętrowej konstrukcję nitowaną, zaś w części 6-piętrowej konstrukcję całkowicie spawaną (fig. 1), to też mogłem porównać zalety i wady obydwu sposobów na jednej budowie. W obydwu wypadkach części, nadające się do transportu były wykonywane w warsztacie i łączone na budowie. O tem właśnie łączeniu chciałbym podać kilka uwag. Pierwszem wrażeniem, nasuwającym się przy obserwacji montażu konstrukcji nitowanej jest wielki hałas, ogromnie uciążliwy w mieście dla okolicznych mieszkańców. Ponieważ obecnie prowadzi się w miastach na wszystkich frontach walkę z hałasem, należałoby więc nitowa-

nie możliwie ograniczyć na korzyść spawania, które tej wady nie posiada. To też spawanie mogło być prowadzone także i w nocy, gdyż nie powodowało hałasu. Jednakże znowu w nocy łuk elek-

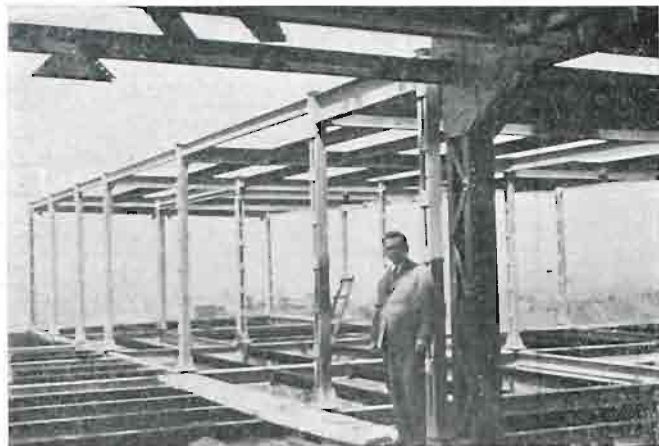


Fig. 1. Szkielet nitowany i spawany obok siebie.

tryczny, powstający przy spawaniu, powodował nieprzyjemne błyski, musiano więc używać zasłon.

Przy łączeniu elementów szkieletu przy pomocy spawania należy pilnie uważać na deformacje termiczne, które mogą być dosyć znaczne. Ilość spawania na budowie w czasie montażu należy zatem możliwie ograniczyć. Jakość spawania na budowie, zwłaszcza w zimie, pozostawia też często dużo do życzenia, kontrola więc musi być zaostrzona i częściej należy robić próby jakości spawania. Można również łączyć na budowie nitami gotowe elementy spawane w warsztacie, jak to zrobiono w 16-piętrowej części gmachu „Prudential” w Warszawie. Sposób ten jest korzystny, sądząc



Fig. 2. Nitowanie pneumatyczne szkieletu.

jednak, iż z rozpowszechnieniem się i udoskonaleniem spawania, będzie ono stale wypierało nitowanie. Należy jednak przyznać, iż obecnie jeszcze nitowanie pewnych części konstrukcyjnych może dać korzyści ekonomiczne, więc w zupełności je wyeliminować byłoby trudno.

O ile odrazu się nie przystąpi do obudowy szkieletu, należy zabezpieczyć stal tymczasowo przed rdzewieniem, co można skutecznie po zbadaniu

połączeń najlepiej przez powleczenie elementów szkieletu mlekiem cementowym. Jest to jednak zabezpieczenie krótkotrwałe i nie zawsze wystarczające. I tak np. ponieważ szkielet 14-piętrowego gmachu w Katowicach stał przez przeszło $\frac{1}{2}$ roku nieobudowany, musiano go zabezpieczyć przez min-



Fig. 3. Spawanie łukiem elektrycznym.

jowanie, gdyż korozja w tutejszym klimacie była bardzo szybka z powodu wielkiej zawartości szkodliwych gazów w atmosferze Górnego Śląska. Przeważnie jednak minjowanie nie jest potrzebne, to też większość szkieletów jest wykonana jako nie-minjowana. Minjowanie niweczy przyczepność betonu do żelaza przy obetonowaniu, co należy mieć na uwadze przy wykonywaniu obudowy.

4. Obudowa szkieletu

Do obudowy szkieletu należy, jak wiadomo, wykonanie ścian, stropów i dachów, łącznie z zabezpieczeniem szkieletu stalowego od korozji i od ognia, co można wykonać wieloma sposobami. Zaczniemy od zabezpieczenia szkieletu od rdzy i od ognia. Najczęściej u nas używanym sposobem jest tutaj obetonowanie elementów szkieletu. Obetono-

wanie to jest wykonane na 14-piętrowym gmachu między innymi także sposobem torkretowania. Równie często stosowanym u nas sposobem jest bezpośrednie obmurowanie, nadające się zwłaszcza tam, gdzie elementy szkieletu dają się zmieścić całkowicie w grubości muru. Na podstawie doświadczeń, poczynionych przy budowie 14-piętrowego gmachu, gdzie stosowano torkretowanie, obetonowanie i obmurowanie, uważam stosowanie bezpośredniego omurowania za najwłaściwsze, naturalnie tam gdzie się to da uskutecznić. Obetonowanie i torkretowanie są to sposoby uciążliwe i kosztowne, wskazane jest zatem ograniczenie ich do minimum. Torkretowanie wogóle się nie opłaca przy małych powierzchniach z powodu dużych strat na rozprysk i drogiej robocizny, aczkolwiek rezultaty są bardzo dobre (fig. 4 i 5).

Przy obetonowaniu słupów przewidziano w większości wykonanych budynków uzbrojenie, najczęściej w postaci siatki drucianej lub jednolitej. Szczególną trudność sprawiało obetonowanie słupów kratowych wewnątrz pustych w 14-piętrowym gmachu. Trudność tę pokonano w ten sposób, iż zapełniono wprawdzie otwory kraty gotowymi płytkami betonowymi, przytwierdzonymi drutem, następnie zaś całość owinięto siatką i otorkretowano.

Słup szkieletu przewodzi lepiej ciepło niż mur wypełniający, to też w mieszkaniach pierwszych budynków szkieletowych, gdzie na to nie zważano, potworzyły się w tych miejscach na ścianach ciemne smugi. W 14-piętrowym gmachu izolowano zatem słupy zewnętrzne przez obłożenie ich wewnątrz bądź płytami korkowymi grub. 2 — 3 cm, bądź też płytami heraklitowymi grub. 5 cm. W gmachu „Prudential” izolację tę uskutecznilo przy pomocy filcu bitumicznego. Słupy obmurowane ze wszystkich stron cegłą pustą dodatkowej izolacji cieplnej nie potrzebują.

W stropach nie widzimy w wykonanych budynkach szkieletowych wielkiej różnorodności. Przeważnie są to stropy ceglano-betonowe między dźwigarami stalowymi. W gmachu „Prudential” użyto

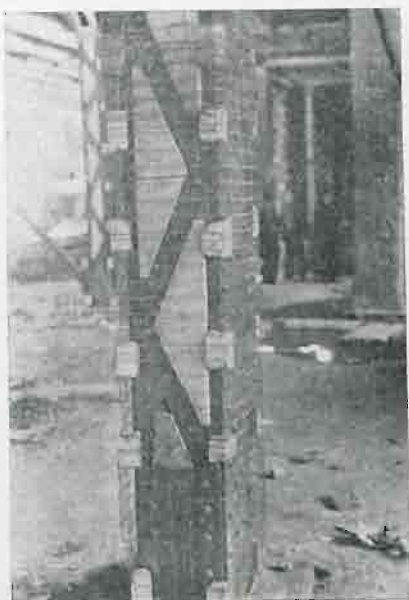


Fig. 4. Słup kratowy przygotowany do torkretowania.



Fig. 5. Torkretowanie szkieletu.



Fig. 6. Szkielet gmachu podczas obudowy.

także lekkich stropów żelbetowych systemu „Isteg” oraz „Hanny”, również między dźwigarami stalowymi, których odstęp wynosi tu około 3 m, w przeciwstawieniu do stropów ceglano-betonowych syst. Kleina, gdzie odstęp wahają się między 1 — 2 m. Ostatnio zaczęto także stosować strop ceglano-betonowy syst. „Pomorze”, który do budowli stalowo-szkieletowych bardzo dobrze się nadaje i może być stosowany nawet przy większych rozpiętościach niż 3 m, przez co można niekiedy dużo zaoszczędzić na wadze dźwigarów.

Dachy są wykonane prawie wszędzie jako tarasy, a w celu izolacji termicznej zastosowano bądź strop podwójny, bądź też strop pojedynczy, pokryty warstwą izolacyjną. Warstwy te wykonano w wielu wypadkach z betonu żużlowego z żużla kołowego. Z betonem tym mamy przeważnie złe doświadczenia mimo starannego wykonania, neutralizacji wapnem i t. d.; przy najmniejszej nieszczelności pokrycia dachowego powiększa beton żużłowy swoją objętość i rozsadza mury szczytowe. Pokrycie dachu musi być bezwzględnie bardzo elastyczne, ze względu na to, iż budynek pod wpływem zmian temperatury ulega pewnym ruchom; w niektórych wypadkach, gdzie pokryto dachy materiałem stosunkowo mało elastycznym (np. asfalt lany), materiał ten popękał, umożliwiając przemkanie.

W większości wykonanych u nas budynków zastosowano ściany z materiału od bardzo dawna już wypróbowanego t. j. z cegły. W literaturze spotykamy się wprawdzie z opisami i zaleceniami stosowania różnych materiałów zastępczych; u nas jednakże nie chciano widocznie zanadto ryzykować i pozostano przy ścianach z cegły pustej, stosowanej jednak w różny sposób. I tak np. w 7-piętrowym gmachu w Katowicach wykonano normalne ściany z cegły dziurawki grub. $1\frac{1}{2}$ cegły, podobnie w gmachu „Prudential”, gdzie prócz tego jeszcze zastosowano izolację korkową. W 14-piętrowym gmachu zastosowano pierwszy raz cegłę specjalną o 4-ch kanałach powietrznych o wymiarach $30 \times 15 \times 10$ cm, tak, iż mur miał 30 cm

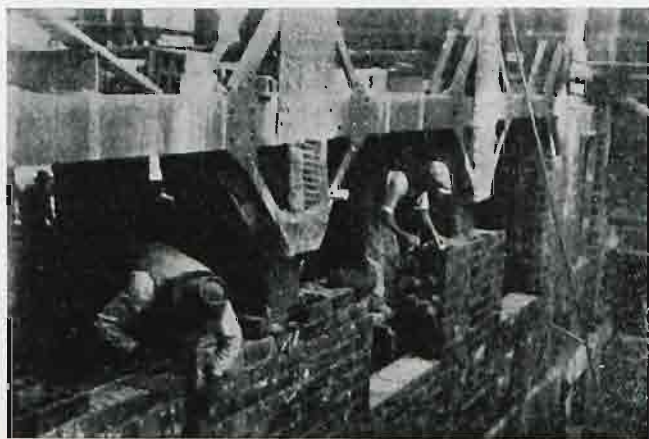


Fig. 7. Wykonywanie ścian z pustaków.

grubości i ważył 240 kg/m^2 (800 kg/m^3). Ściany te okazały się zupełnie wystarczające pod względem termicznym, mimo, iż żadnej dodatkowej izolacji cieplnej nie wykonano i zachowują się dotychczas bez zarzutu, co należy tem bardziej podkre-

ślić, iż wysuwane są z niektórych stron wątpliwości co do znalezienia u nas odpowiedniego materiału na ściany budynków szkieletowych.

Kominy i wentylacje łazienek i kuchen, wobec zastosowania w 14-piętrowym gmachu ścian o grubości tylko 30 cm, wykonano ze specjalnych pustaków. Ponieważ kominy przy kilkunastu kondygnacjach zajmują dużo miejsca, zaoszczędzono je w ten sposób, iż, licząc na dobry ciąg w tak wysokim budynku, wpuszczono po 3 — 4 odgałęzienia do jednego przewodu kominowego w odstępach 2 — 3 pięter. Do regulacji ciągu wbudowano dodatkowe zasuwki regulujące. Ujemnych wyników nie zauważono (fig. 8).

Do wykonania obudowy w budynkach szkieletowych najlepiej używać lekkich rusztowań wiszących, łatwo rozbieralnych i przenośnych, które dają się bez trudności przymocować do szkieletu sta-

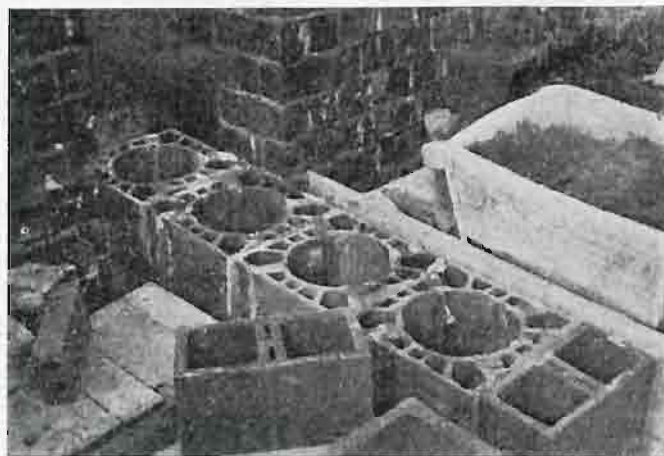


Fig. 8. Kominy i wentylacje.

lowego. W gmachu „Prudential” użyto takich rusztowań typu amerykańskiego. W gmachu 14-piętrowym w Katowicach do wykonania ścian i stropów rusztowania okazały się zbyt ciężkie; do wykonania fasady budynku użyto ruchomych rusztowań drabiniastych, które przy tej robocie wykazały duże zalety.

5. Instalacje

W dotychczas opublikowanych opisach wykonanych budowli szkieletowych w kraju poświęcono dużo miejsca na omówienie spraw czysto budowlanych, nie poruszając prawie zupełnie tak ważnych kwestyj jak sprawy różnych instalacji, wyposażenia gmachu i t. p., mimo, iż są one nieraz ściśle związane z wykonaniem prac budowlanych. Inżynier budowlany jako współprojektant architekta lub jako kierujący budową, interesując się specjalnie tą sprawą, ma tu szerokie pole do działania.

Jako pierwsze zagadnienie, które się nasuwa przy wykonywaniu budynków szkieletowych, jest sprawa należytego umieszczenia przewodów centralnego ogrzewania, zimnej i ciepłej wody, kanalizacyjnych, gazowych, do światła elektrycznego, telefonów, radja i t. d. Przy budowie zwykłych budynków murowanych nie zaprzatano sobie zbyt-
nio tą sprawą głowy; po wykonaniu murów rozpoczynało się na umieszczenie przewodów kucie bruzd, liczących nieraz setki i tysiące metrów, dziurawienie ścian i stropów i t. d. Rzecz prosta

w budynkach szkieletowych, zwłaszcza tam gdzie ściany są cienkie, wykonane nieraz ze specjalnych pustaków, takie postępowanie jest niemożliwe. To też niezmiernie ważne jest wykonanie zawczasu dokładnych planów instalacyjnych, w których muszą być przewidziane wszystkie potrzebne otwory w stropach, większe bruzdy w murach i t. p. Opiszę tu pokrótce jak sprawy te rozwiązano w 14-piętrowym gmachu w Katowicach.

Dla przeważnej części przewodów centralnego ogrzewania, wodociągowych, kanalizacyjnych i t. d. przewidziano specjalne kanały, w których zgrupowano te przewody. Niektóre cienkie rurki, np. centralnego ogrzewania, poprowadzono także na wierzchu, przyczem okazało się, że przy odpowiednim pomalowaniu tychże wcale one nie rażą. Przy grupowaniu przewodów należało zważyć na dobre odizolowanie rur, doprowadzających ciepłą wodę od doprowadzających zimną wodę. Niestety okazało się, że izolacja rur ciepłych filcem bitumicznym nie jest wystarczająca, tak, iż trudno uzyskać w lecie zimną wodę. Powinno się jak najdokładniej odizolować rury ciepłe od zimnych korkiem lub inną masą dobrze izolującą, względnie prowadzić rury te w osobnych kanałach. Przy długich pionach przewidziano również odpowiednią dyatację.

Główne przewody elektryczne poprowadzono również centralnym kanałem; częściowo użyto do tego celu szybów windowych. Rozgałęzienia ściennicze dały się wykonać w cienkich rurek pod tynkiem, zaś do lamp sufitowych poprowadzono je w rurek stalowych nad stropami. Przewidziano również centralny przewód, w którym poprowadzono wielożyłowy kabel telefoniczny, tak, iż przyłączenie telefonu do każdego mieszkania nie natrafia na żadne trudności.

Przy tak wysokim budynku o szkielecie stalowym należało zwrócić baczną uwagę na należyte wykonanie piorunochronów. To też wykonano całą sieć odgromników, którą uziemiono przy pomocy lin miedzianych w trzech studniach głębokich na 18 m, dowiezionych aż do wody gruntowej.

Problem dźwigów w „drapaczu” jest nadzwyczaj ważny. Już zaraz z początku przy wykonywaniu obudowy brak dźwigu osobowego dawał się dotkliwie we znaki, to też natychmiast po wykonaniu stropów i murów zainstalowano pośpieszny dźwig osobowo-towarowy, który już pozostał na stałe i służy obecnie jako dźwig kuchenny do wożenia różnych ciężarów. Potem zainstalowano jeszcze 2 dodatkowe dźwigi osobowe, z tego jeden pośpieszny, stający dopiero na siódmym piętrze. Wszystkie dźwigi posiadają sterowanie przyciskowe, automatyczne, a aparatura elektryczna posiada jako pierwsza w Polsce zabezpieczenie przeciw przeszkodom radiowym. Jeżeli już mowa o radio, to problem anten dla takiego skupienia mieszkań w drapaczu domagał się też rozwiązania. Sprawę tę rozwiązano po raz pierwszy w Polsce przez wykonanie centralnej anteny, połączonej z wzmacniaczem i siecią przewodów do mieszkań. Każde mieszkanie, zależnie od wielkości, posiada 1 — 2 punkty odbiorcze w postaci specjalnych gniazdek, tak, iż wystarczy tylko załączyć aparat, a urządzenie już funkcjonuje.

Z różnych instalacji wykonanych w tym gmachu zasługuje jeszcze na uwagę pralnia. Ponieważ dla zaoszczędzenia miejsca nie wykonano strychów, pomieszczono w suterrenach 3 komplety pralni mechanicznych, urządzonych w ten sposób, by bieliznę przeciętnej rodziny z dwu tygodni można było wyprać, wysuszyć i wyprasować w ciągu 4 — 6 godzin. Poza tem wykonano centralne urządzenie do usuwania śmieci. Na każdym piętrze znajduje się szczelnie zamykany wysp, połączony z rurą o średnicy 30 cm. Rurą tą spadają śmieci do silosu, znajdującego się w suterrenach, o pojemności około 10 m³, z którego to silosu można usunąć śmieci do szczelnie zamykanych kubłów blaszanych, które po napełnieniu wyciąga się ręczną windą na podwórze. Wkońcu należałoby jeszcze wymienić lokalne urządzenie telefoniczne. W westybulu znajduje się tablica z nazwiskami lokatorów i aparatem telefonicznym, tak, iż nie potrzeba dopiero wyjechać na 10 czy 12 piętro, by dowiedzieć się, że lokatora niema w domu.

6. Wyposażenie mieszkań

Ze względu na jak najlepsze wykorzystanie drogiego miejsca, poświęcono tak w katowickim jak i warszawskim drapaczu dużo uwagi należytemu wyposażeniu mieszkań. Widzimy zatem wszędzie wnętrza z wbudowanymi szafami, a kuchnie małe, lecz z całkowicie wbudowanym urządzeniem kuchennym. Piece kuchenne są węglowe, produkcji fabrycznej, ekonomiczne i zajmujące mało miejsca; naturalnie prócz tego małe kuchenki gazowe. Dziś, wobec istnienia niskich taryf elektrycznych do ogrzewania, polecałoby się wyeliminowanie całkowitego gazu w tego rodzaju budynkach i zupełne zelektryzowanie. Woda gorąca przyrządzona jest centralnie i doprowadzona do kuchni i łazienek wszystkich mieszkań, co przedstawia dużą ekonomję wobec automatów gazowych. Wentylacja odbywa się w katowickim drapaczu w kuchniach i łazienkach przez specjalne kominy wentylacyjne, o których już mówiłem; prócz tego wykonano w oknach ubikacyj mieszkalnych i pobocznych ruchome żaluzje, pozwalające na wygodną wentylację bez potrzeby otwierania okna.

Wykonane u nas budowle mieszkalne o szkielecie stalowym świadczą, iż przy zachowaniu niektórych warunków, wskazanych przy tego rodzaju systemie, budowa takich domów daje się przeprowadzić bez zarzutu. Ze względów ekonomicznych jednak stosowanie szkieletu stalowego do budynków mieszkalnych jest u nas korzystne szczególnie w odniesieniu do budynków wysokich, bądź też w odniesieniu do budowy małych domków, wykonywanych w dużej ilości seryjnie, przy których właśnie ten sposób może dać duże korzyści ekonomiczne. Obecnie projektuje się u nas kilka większych budynków o szkielecie stalowym, które znowu wzbogacą naszą skarbnicę doświadczeń, w dążeniu do coraz doskonalszych rozwiązań pod względem konstrukcyjnym i ekonomicznym.

Na zakończenie chciałbym zaznaczyć, iż powyższe uwagi nie mają pretensji do wyczerpania choćby pobieżnie tego nader obszernego tematu, siłą faktu muszą zatem posiadać charakter ogólny i szkicowy.