

DOŚWIADCZENIA Z WKŁADKAMI SPECJALNEMI

Prof. inż. dr. St. Bryia i prof. inż. dr. M. T. Huber, Warszawa

Stal rozciągnięta powyżej granicy ciastowatości (plastyczności, płynności) zmienia swoje właściwości wytrzymałościowe. Mianowicie przy następnych obciążeniach wykazuje inną, znacznie wyższą granicę ciastowatości, a także wyższą wytrzymałość doraźną. Stwierdzono, że najkorzystniejsze jest takie rozciągnięcie, przy którym następuje powiększenie długości pierwotnej o $\pm 6\%$. Z wielu doświadczeń zagranicznych i krajowych wynika, że dla stali zlewnej o granicy ciastowatości, wahającej się od 2200 do 3000 kg/cm², nowa podwyższona granica ciastowatości ma amplitudę wahań znacznie mniejszą i z reguły nie schodzi niżej 3600 kg/cm². Takie rozciągnięcie powoduje więc swojego rodzaju uszlachetnienie i ujednolicenie metalu. Ponadto przy operacji rozciągania wychodzą na jaw wszelkie ukryte skazy materiału macierzystego, co umożliwia dokładniejsze wybrakowanie sztuk wadliwych.

Powyższe właściwości stali wydłużonej można wykorzystywać w ustrojach żelbetowych zginanych, w których, jak wykazują doświadczenia, granica ciastowatości żelaza, względnie naprężenie odpowiadające wydłużeniu $\epsilon = 0,4\%$, odgrywa decydującą rolę. Zginane elementy żelbetowe załamują się bowiem prawie zawsze wskutek wyczerpania nośności uzbrojenia, co następuje przy $\epsilon = 0,4\%$. Stosując zatem stal o wyższej granicy ciastowatości można dopuszczać wyższe naprężenia, nie zmieniając przez to stopnia bezpieczeństwa konstrukcji. Oczywiście sposób wyrobienia stali rozciągniętej musi być taki, aby wydłużona była ona równomiernie na całej swej długości. W praktyce stosuje się dwa rodzaje stali w ten sposób przetworzonej, mianowicie: *stal Isteg* i *siatkę jednolitą*.

A. Stal Isteg

Stal Isteg (fig. 1) wyrabia się z żelaza okrągłego przez śrubowe skręcenie 2 prętów jednakowej średnicy. Skręcenie odbywa się na zimno w specjalnych maszynach. Pręty układają się obok siebie, końce zamocowuje w tarczach o stałej wza-

Stal Isteg wyrabia się z prętów o średnicy 5,5 do 20 mm.

Doświadczenia przeprowadzone w jesieni 1934 r. w Laboratorium Wytrzymałości Materiałów Politechniki Warszawskiej wykazały zgodnie z doświadczeniami zagranicznymi korzystne właściwości stali Isteg w zastosowaniu do żelbetu. Doświadczenia przeprowadzono na elementach żelbetowych, opisanych na (str. nast.), tablicy 1.

W każdej parze badanych elementów jeden był uzbrojony stalą Isteg (lit. A), drugi żelazem okrągłym (lit. B). Chodziło o porównanie wytrzymałości na zginanie, na ścinanie i na przyczepność stali do betonu w obu rodzajach belek. Uzbrojenie zaprojektowano w ten sposób, że przekrój stali Isteg był o 33% mniejszy od przekroju żelaza okrągłego w odpowiednim elemencie. Samo uzbrojenie zostało również poddane badaniom na rozciąganie celem wyznaczenia granicy plastyczności (ciastowatości), wytrzymałości na rozciąganie i modułu (spółczynnika) sprężystości. W wyniku badań znaleziono następujące średnie wartości:

Tabl. 2

Materiał	Granica plast.	Wytrzymałość	Moduł (spółcz.) sprężystości
A) Stal Isteg 5,5 mm	3738 kg/cm ²	4261 kg/cm	1,630.000
stal Isteg 7 mm	3723 „	4339 „	1,600.000
B) Żelazo okrągłe	2640 „	3630 „	2,101.000

Jak widać z powyższego, stal Isteg wykazała podniesienie granicy plastyczności przeciętnie o $\frac{(3730 - 2640) \cdot 100}{2640} = 41,3\%$ i zwiększenie wytrzymałości o $\frac{4300 - 3630}{3630} \cdot 100 = 18,5\%$.



Fig. 1. Stal Isteg.

jemnej odległości i poddaje skręceniu. Ponieważ końce prętów nie mogą się zbliżyć do siebie, przeto skręcone pręty muszą się odpowiednio rozciągnąć i wydłużyć. Wydłużenie jest tem większe, im mniejszy jest skok spirali. Powierzchnia przekroju pręta złożonego równa się sumie przekrojów prętów składowych. Skok spirali wynosi około 12,5 d.

Prób ze stalą Isteg wykonano ogółem 14, granica plastyczności w poszczególnych próbach wahała się od 3600 do 3887 kg/cm² i nie zeszła nigdzie poniżej 3600 kg/cm². Wynik ten jest uderzająco zgodny z doświadczeniami zagranicznymi i lwowskimi, na zasadzie których zwiększono w szeregu państw europejskich i u nas naprężenia dopu-

szczalne w uzbrojeniu konstrukcyj żelbetowych przy zastosowaniu stali Isteg. Zwiększenie naprężeń przyjęto półtorakrotne, wychodząc ze stosunku granic plastyczności materiałów, mianowicie 3600 kg/cm^2 , jako minimalnej granicy plastycz-

ności stali Isteg, do 2400 kg/cm^2 (według przepisów b. Ministerstwa Robót Publicznych).

Wyniki doświadczeń porównawczych z elementami żelbetowymi uprawniają do następujących wniosków:

I. Wytrzymałość na zginanie

Obciążenia łamiące były w elementach ze stalą Isteg o przekroju mniejszym o 33% prawie dokładnie takie same, jak w odpowiednich elementach z żelazem okrągłym, z niewielkimi odchyleniami w jedną lub drugą stronę o charakterze przypadkowym. Przy niskim procencie uzbrojenia występowały pierwsze rysy, przy słabych uzbrojeniach wcześniej w belkach zbrojonych stalą Isteg niż przy żelazie okrągłym, przy mocniejszych uzbrojeniach natomiast prawie jednocześnie. Ale między rysami przy uzbrojeniu stalą Isteg i okrągłym żelazem jest bardzo duża i zasadnicza różnica. Pierwsze rysy przy żelazie okrągłym, początkowo włoskowate, prawie natychmiast po pojawieniu się przechodzą w szerokie, otwarte szczeliny, gdyż elementy żelaza, przylegające do rys zaczynają się w betonie ślizgać, wskutek czego dalsza współpraca betonu w dużej mierze jest uniemożliwiona. W miarę powiększania obciążenia ślizganie sięga coraz bardziej w głąb nienaruszonego betonu i szczeliny coraz bardziej się rozwierają.

Pierwsze rysy przy stali Isteg mają inny charakter. Przedewszystkiem są tak drobne, że początkowo trudno je zauważyć bez szkła powiększającego, następnie rozwierają się nawet przy znacznym wzroście obciążeń bardzo powoli, nie tracąc charakteru rys włoskowatych prawie do samego końca. Odskształcenie sprężyste elementu żelbetowego dokonywa się przy stali Isteg w ten sposób, że pojawiające się coraz to nowe drobne rysy nadają zespołowi konieczną sprężystość. Przyczyną tego zjawiska jest prawdopodobnie duża przyczepność betonu do stali Isteg. Przyczepność ta nie pozwala prawie zupełnie na ślizganie się prętów i wyeliminowanie betonu z pracy sprężystej w strefie rozciąganej.

Powyżej opisany przebieg zjawisk bardzo wyraźnie daje się śledzić na fotografiach 2 — 9 płyt I. W płycie I-B, uzbrojonej żelazem okrągłym, powstała tylko jedna jedyna szczelina i w niej nastąpiło załamanie całego elementu ze zmiażdżeniem betonu. W płycie I-A, uzbrojonej stalą Isteg, praca odkształcenia rozłożyła się na wszystkie odcinki dosyć równomiernie, wskutek czego powstało dużo drobnych rys bez żadnej wyraźnej szczeliny. Wskutek braku poślizgu pręty zostały zerwane, beton pozostał natomiast niezmiążdżony.

Z tego można dalej wnioskować, że naprężenie ściskające betonu w stadium załamania przy uzbrojeniu stalą Isteg jest korzystniejsze, gdyż deformacja betonu nastąpić może w wielu punktach dosyć równomiernie. Natomiast przy uzbrojeniu żelazem okrągłym deformacja ta zachodzi tylko w jednym lub kilku przekrojach, a więc dosyć gwałtownie. Już ze względu na tę różnicę przy uzbrojeniu stalą Isteg może być dozwolone wyższe naprężenie dopuszczalne w betonie.

nr elementu	wymiary	Beton Nr	Wykonano	Zbadano	Przebieg przyczepności
II-A		2	27/X	22/XI	przyczepność
II-B		2	27/X	22/XI	przyczepność
III-A		2	27/X	24/XI	ściskanie
III-B		2	27/X	24/XI	ściskanie
III-A		2	27/X	24/XI	ściskanie
III-B		2	27/X	24/XI	ściskanie
IV-A		2	27/X	24/XI	zginanie
IV-B		2	27/X	24/XI	zginanie
V-A		2	27/X	24/XI	zginanie
V-B		2	27/X	24/XI	zginanie
I-A		1	18/X	18/X	zginanie
I-B		1	18/X	18/X	zginanie

Tabl. 1. Wykaz zbadanych elementów.

II. Ugięcia

Ugięcia elementów zbrojonych stalą Isteg były znacznie (o 60 do 100%) większe od ugięć odpowiednich elementów z żelazem okrągłym. Wynik ten jest zupełnie zrozumiały, gdyż:

ponadto niższy, $E = 1.615.000$, co różnicę wydłużeń jeszcze zwiększa o $\frac{2100000 - 1615000}{1615000} = 30\%$.

Przez superpozycję otrzymujemy $1,5 \cdot 1,3 =$



Fig. 2. Żelazo okrągłe. (I — B).

a) przy tym samym obciążeniu naprężenia w odpowiednio mniejszym przekroju stali Isteg są o 50% wyższe od naprężeń w żelazie okrągłym, co przy równym współczynniku sprężystości wywołałoby automatycznie o 50% większe wydłużenie w stali Isteg;

b) współczynnik sprężystości stali Isteg¹⁾ jest

$= 1,95$, czyli o 90% większe wydłużenie stali Isteg, a zatem i większe ugięcia. Ugięcia jako takie w żelbetnictwie odgrywają tylko podrzędną rolę, gdyż konstrukcje żelbetowe są wogóle bardzo sztywne, tak że nawet przepisy urzędowe nie przewidują żadnych ograniczeń co do strzałek ugięcia przy żelbecie. W wielu wypadkach, np. przy nierównym



Fig. 3. Żelazo okrągłe. (I — B).

¹⁾ Mowa tutaj oczywiście o module wydłużenia sprężystego stali Isteg.

osiadaniu podpór, większa zdolność elementów żelbetowych, uzbrojonych stalą Isteg, do sprężystej pracy będzie niewątpliwie zaletą materiału, nato-

miast w żadnym wypadku nie może przyjąć rozmiarów szkodliwych.

III. Naprężenia rzeczywiste

Przy doświadczeniach z elementami IV i IVa mierzone tensometrami Huggenbergera odkształ-



Fig. 4. Żelazo okrągłe. (I — B).

cenia żelaza i betonu. Z tych odkształceń jednostkowych ϵ obliczono przy pomocy wyznaczonych poprzednio średnich współczynników sprężystości E naprężenia $\sigma = E \cdot \epsilon$. Naprężenia te, które można nazwać zmierzonymi, powinny być bli-

rachunkowe, obliczone dla stadjum I przy $n = 8$, dla stadjum II przy $n = 15$ oraz w alternatywie

$$\text{przy } n = \frac{E_{z \text{ rzeczywiste}}}{E_b \text{ rzeczywiste}} = n_{\text{rzecz.}}$$

Musimy stwierdzić, że aczkolwiek pomiary odbywały się w stadjum I, to zmierzone naprężenia bliższe są rachunkowo naprężeniom stadjum II. Przy betonie zgodność naprężeń zmierzonych i naprężeń obliczonych przy $n = 15$ jest dosyć dobra, szczególnie jeżeli rozpatrujemy tylko odkształcenia sprężyste; ale i przy odkształceniach całkowitych otrzymujemy dosyć dobrą zgodność naprężeń zmierzonych z naprężeniami rachunkowymi, szcze-

$$\text{gólnie jeżeli wprowadzimy } n = \frac{E_z}{E_b} \text{ rzecz.}$$

Przy uzbrojeniu natomiast jedynie naprężenia zmierzone zapomocą odkształceń całkowitych zbliżają się do naprężeń rachunkowych stadjum II, przyczem przy okrągłym żelazie naprężenia zmierzone są nieco większe, przy stali Isteq nieco mniejsze. Naprężenia zmierzone zapomocą odkształceń tylko sprężystych są natomiast bez wyjątku niższe i to prawie o 50% od naprężeń rachunkowych według stadjum II, ale wyższe i to 2 do 4-krotnie od naprężeń według stadjum I. Naprężenia leżą więc pomiędzy naprężeniami stadjum I i stadjum II. Zjawisko to może być tłumaczone tylko w ten sposób, że n przy rozciąganiu w stadjum I jest kilkakrotnie wyższe niż założone $n = 8$.

Zgodność zmierzonych naprężeń w uzbrojeniu z nieznanymi naprężeniami rzeczywistymi wydaje się być prawdopodobna. Inaczej ma się rzecz z naprężeniami w betonie, a to z kilku względów: 1) przekroje żelbetowe w obszarze zmierzonym pracowały niewątpliwie według stadjum I, a nie stadjum II, a więc przy innych wartościach statycznych; 2) rozkład naprężeń w rzeczywistości daleki jest od rozkładu według Naviera, w tym sensie, że naprężenia na samej krawędzi są mniejsze,

Tabl. 3 Porównanie naprężeń rachunkowych i rzeczywistych

belka	uzbrojenie	σ_b zmierz.		σ_z zmierz.		σ_b obliczone			σ_z obliczone		
		$E_{catk.}$	$E_{spr.}$	$E_{catk.}$	$E_{spr.}$	St. I	St. II		St. I	st. II	
							$n = 15$	$n_{\text{rzecz.}}$		$n = 15$	$n_{\text{rzecz.}}$
IV B	żel. okr.	30,1	26,8	903	420	21,4	31,9	37,9	105	785	772
IV A	Ist.	49,2	35,2	536	363	24,6	34,9	45,3	120	772	748
IVaB	żel. okr.	24,3	21,8	307	202	19,3	22,1	24,9	82	258	249
IVaA	Ist.	29,7	23,6	377	194	19,7	24,5	30,8	90	380	360

skie rzeczywistych. W powyższej tabelce zestawiono przyrosty naprężeń rzeczywistych, obliczone raz z odkształceń całkowitych, a raz z samych odkształceń sprężystych przy wzroście obciążenia o 500 kg, a obok podano odpowiednie naprężenia

a bliżej osi obojętnej większe od naprężeń według rozkładu trójkątnego.

Stąd wniosek, że rzeczywiste naprężenia winny być mniejsze niż wynika z pomiarów i powyższych obliczeń, czyli że E_b winno być mniejsze,

niż przy osiowym ściskaniu. Zagraniczni badacze podają istotnie dla betonu przy zginaniu

$$E_{gin.} = \frac{2}{3} \text{ do } \frac{1}{2} E_{osio.}$$

Względna zgodność naprężeń zmierzonych z naprężeniem według stadjum II w naszym wypadku jest zatem tylko przypadkowa.

IV. Spółczynnik „ n ”

Wyniki doświadczeń nie wskazują na konieczność przyjęcia przy uzbrojeniu stałą Isteg innego n , niż zwykle $n = 15$. Rachunkowe naprężenia w

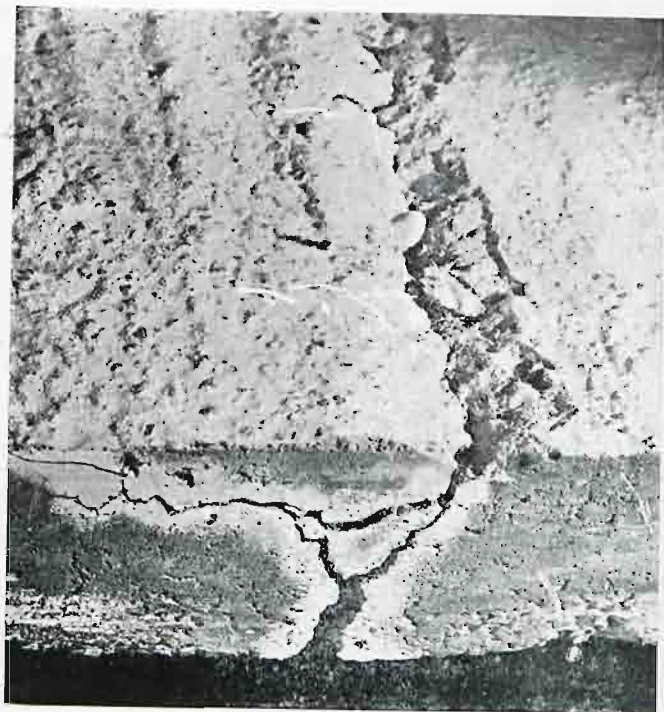


Fig. 5. Żelazo okrągłe. (I — B).

uzbrojeniu są prawie niezależne od takiej, czy innej wartości liczbowej n . Co się zaś tyczy naprężeń w betonie, to należy zaznaczyć, że jak wykazały rozmaite doświadczenia (np. prof. Paszkowski), wartość liczby n zmienia się nawet przy tym samym betonie, zależnie od naprężeń i jest inna np. dla samych naprężeń i inna dla ugięć. Nowa wartość dla n ani przy stali Isteg, ani przy okrągłym żelazie nie poprawiłaby w niczym stopnia dokładności rachunku statycznego, tem bardziej, że same wzory dla żelbetu oparte są na szeregu dość dowolnych założeń.

V. Przyczepność

Porównyując ze sobą te momenty, w których nastąpiło przesunięcie wystającego końca prętów o 0,04 mm znajdujemy, że stal Isteg wykazała przy przekroju mniejszym o 33% przyczepność o przeszło 20% większą od przyczepności żelaza okrągłego. Ponadto dalsze ślizganie pręta przy powiększaniu obciążenia aż do załamania belek wzrastało dla stali Isteg bez porównania wolniej, niż dla żelaza okrągłego, co świadczy o tem, że w chwili załamania, przy jednakowym, a nawet nieco większym obciążeniu łamiącym, przyczepność stali Isteg w przeciwieństwie do żelaza okrągłego nie była jeszcze wyczerpana. Dla tego haki mogą być tu odpowiednio mniejsze.

VI. Ścinanie

Przy doświadczeniach z belkami III i IIIa wytrzymałość betonu została przewyższona niewątpliwie przez działanie ścinające, gdyż beton zarysował się najpierw w punktach podparcia belek (p. fig. 10 — 11), a nie w miejscu największego momentu w środku, lub w osłabionym przekroju pod siłą skupioną. Przekrój pod siłą skupioną był najłabszym punktem każdej belki, jeżeli chodzi o zginanie, gdyż przekrój żelaza pracujący na moment, był tam przez odgięcie części żelaza wydat-



Fig. 6. Stal Isteg. (I — A).

nie osłabiony, podczas gdy moment posiadał tam jeszcze swą największą wartość.

Napężenie w betonie obliczano według fazy I (τ_o) i przy fazie II (τ_b), a w żelazie przy uwzględnieniu tylko prętów odgiętych (σ_{zo}) i przy uwzględnieniu wszystkich prętów (τ_s). W momencie pojawiania się pierwszych rys wypadły wartości naprężeń w kg/cm^2 podane w tabl. 4.

Jak widać z powyższego zestawienia rysy wskutek ścinania powstawały przy stali Isteg i żelazie okrągłym przy tych samych praktycznie naprężeniach w stadjum I i II. Niższe dla belek III a (teowych) wartości τ_o i wyższe wartości τ_b świad-

Tabl. 4 Naprężenia ścinające

Belka	Uzbrojenie	τ_o	τ_b	σ_{zo}	τ_s
III B	żelazo	21,0	30,8	4780	1970
III aB	okrągłe	18,7	37,6	2930	1604
III A	stal	21,2	29,7	7260	3010
III aA	Isteg	18,1	34,9	4675	2450



Fig. 7. Stal Isteg. (I — A).

czą o tem, że w przekrojach teowych istnieje pewne współdziałanie „płyty” na ścięciu. Dla nośności belki miarodajny jest przekrój pośredni między teowym i czworobocznym.

Bardzo trudno jest ocenić pracę żelaz odgiętych. Rachunek zapomocą przyjętej w praktyce metody, według której przy braku strzemion sa-

mo odgięte żelazo przyjmuje całkowitą siłę ścinającą, czyli $\sigma_{zo} = \frac{Q}{F_{odg.} \sqrt{2}}$ dał w naszym wypadku

rezultaty absurdalne, bo naprężenia przekraczające dwukrotnie rachunkową wytrzymałość materiału. Stąd wniosek, że współpraca żelaz, przepu-



Fig. 8. Stal Isteg. (I — A).

szczonych u dołu prosto, musiała być bardzo znaczna dzięki ich dobremu zakotwieniu poza podporami.

Istotnie obliczając naprężenia w żelazie z uwzględnieniem żelaz prostych $\tau_s = \frac{Q}{F_{pr} + F_{odg.} \sqrt{2}}$ dochodzimy do prawdopodobnych cyfr naprężen-

zniszczenia belek, wynika że i w tym wypadku nośność stali Isteg jest $1\frac{1}{2}$ -krotnie większa od nośności prętów okrągłych.

B. Siatka jednolita

Siatkę jednolitą (fig. 12) wyrabia się z wyżarzonych blach na specjalnych maszynach w ten

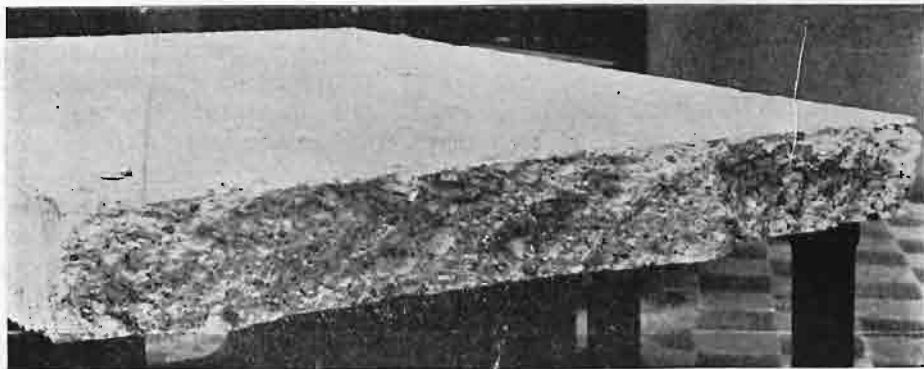


Fig. 9. Stal Isteg. (I — A).

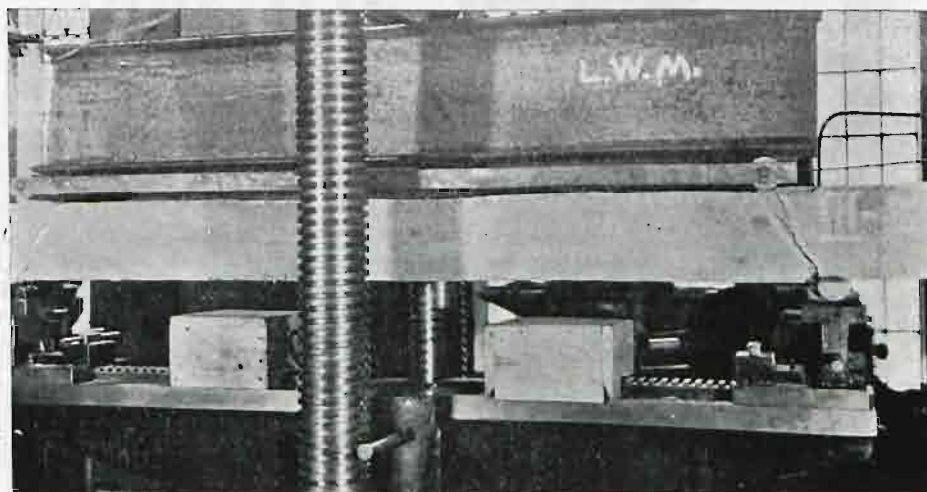


Fig. 10. Żelazo okrągłe. (III — B).

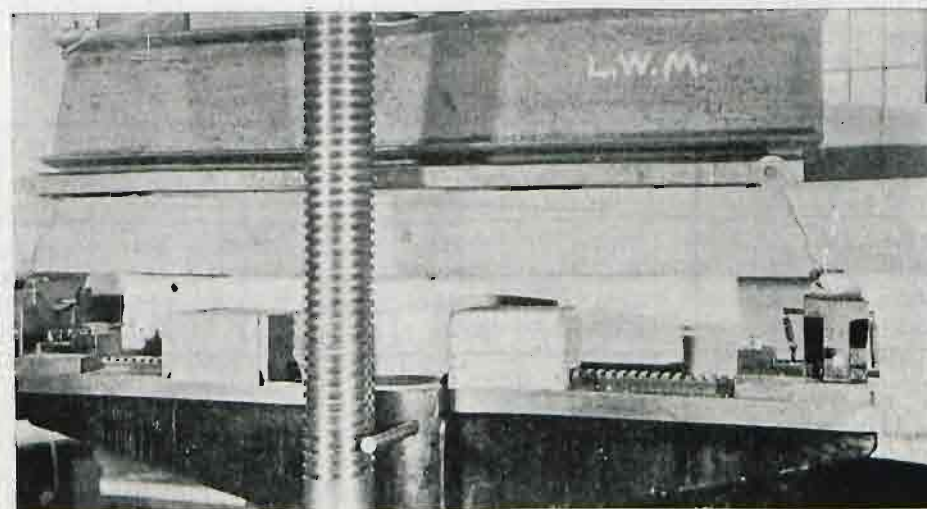


Fig. 11. Stal Isteg. (III — B).

wych, odpowiadających prawie dokładnie naprężeniom od zginania. Z porównania naprężeń τ_s , obliczonych w chwili

sposób, że maszyna najpierw nacina poziomym ruchem jeden rząd pasków, a następnie ruchem pionowym ten rząd pasków wygina prostopadle do

powierzchni blachy, leżącej poziomo, przyczem paski, a zatem cała blacha są wydłużone. Jako produkt fabrykacji otrzymuje się siatkę o oczkach romboidalnych, w której paski stoją bokiem prawie prostopadle do powierzchni blachy. Mniejszy kąt każdego rombu wynosi ok. 41°; taki kąt został doświadczalnie ustalony jako dający najlepszy efekt. Wydłużenie każdego paska wynosi tyle, ile odpowiada obróceniu go o 20,5° względem pierwotnej

pozycji, czyli $\frac{l}{\cos 20,5^\circ} - l = 0,77 = 7\%$, która to wartość odpowiada prawie zupełnie średniemu wydłużeniu stali Isteg, wynoszącemu ok. 6%.

Powyższe rezultaty zgadzają się z wynikami uzyskanymi zagranicą i wskazują, że granica ciastowatości siatki jednolitej może bardzo znacznie przekroczyć 3600 kg/cm² i że najlepsze wyniki osiągane są przy blachach miękkich o większej wydłużalności „ε”. Elementy żelbetowe uzbrojone siatką jednolitą wykonywane są w praktyce od dziesięciu lat. Współpraca siatki jednolitej z betonem jest zupełnie analogiczna jak u stali Isteg. Ugięcia są większe niż przy żelazie okrągłym A35. Rysy natomiast są drobniejsze, liczniejsze i więcej równomierne, wskutek czego równomierniejszy jest wysiłek ściskanego betonu. Większa przyczep-

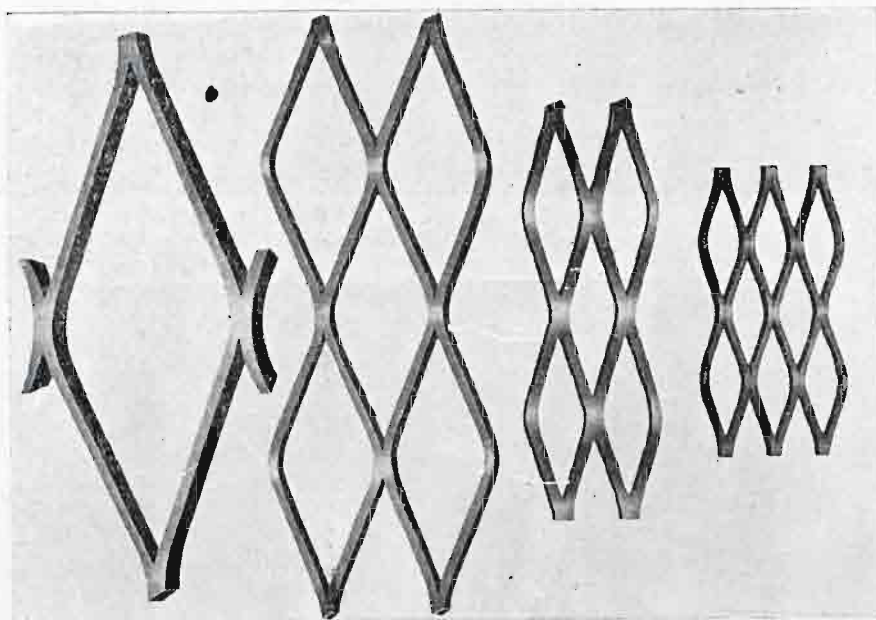


Fig. 12. Siatka jednolita.

Siatkę jednolitą wyrabia się z blach o grubości 0,5 do 4,5 mm, przy szerokości pasków 2,5 do 10 mm i wielkości rombów 10/42, 20/62, 40/115, 75/200 i 150/400 mm. Siatka jednolita jest w użyciu od przeszło 40 lat i była już wielokrotnie badana laboratoryjnie.

ność, uzyskana przy stali Isteg przez specyficzny kształt pręta, u siatki jednolitej wywołana jest przez liczne węzły, z których każdy działa jako oddzielny hak. Siatka jednolita, rozciągana bez usztywnienia oczek, deformuje się bardzo; w żelbecie taka deformacja jest wykluczona, gdyż oczka

Tabl. 5. Badanie siatek jednolitych

B l a c h a			S i a t k a j e d n o l i t a			Procentowa zmiana wskutek przeróbki		
$R_{p/l}$ kg/cm ²	R_w kg/cm ²	ε ‰	$R_{p/l}$ kg/cm ²	R_w kg/cm ²	ε ‰	$R_{p/l}$ kg/cm ²	R_w kg/cm ²	ε ‰
2848	3375	22,1	3736	3993	11	+ 30,1	+ 18,1	— 50,3
3042	4205	26,2	4544	4715	10,9	+ 49,2	+ 12,2	— 58,4
3129	4204	23,9	4728	5001	12,1	+ 51,1	+ 18,8	— 49,4
3234	3787	23	4607	4667	7,7	+ 42,4	+ 23,3	— 66,5

Doświadczenia przeprowadzone w jesieni 1934 r. w Laboratorium Wytrzymałości Materiałów Politechniki Warszawskiej miały na celu stwierdzić, o ile przy różnych gatunkach blach podnosi się granica ciastowatości przy przeróbce blachy na siatkę jednolitą. Wyniki tych doświadczeń zestawione są w następującej tabl. 5.

usztywnione są przez sam beton. By usztywnienie to było istotnie skuteczne, zaleca się nie stosować siatek o zbyt małych oczkach (np. 10/42 i 20/62). Wnioski wyciągnięte dla stali Isteg są całkowicie ważne również dla siatki jednolitej.

SPOSOBY I KOSZTY KONSERWACJI KONSTRUKCYJ STALOWYCH

Inż. Henryk Honheiser, Katowice

Zagadnienie konserwacji konstrukcyj stalowych, które samo w sobie jest problemem równorzędnym z innymi zagadnieniami budownictwa inżynierskiego, omawiane jest przez fachowców najczęściej niestety jednostronnie, bo jedynie od strony kosztów. Rzucanie cyfr o ilości żelaza, które niszczy skutkiem korozji oraz przytaczanie sum, dotyczących kosztów utrzymania, są tu nieodłącznymi argumentami, a statystyki z przed lat 30 — 40 cytowane są z zawziętością, godną lepszej sprawy. Tymczasem technika postępuje w dziedzinie zwalczania korozji szybkimi krokami naprzód i dzięki olbrzymiemu wysiłkowi nauki i przemysłu, w ciągu lat ostatnich jesteśmy coraz bliżej opanowania tego zjawiska.

Wiadomo, że konstrukcyj stalowych nie wycofuje się z użytku skutkiem zniszczenia ich przez korozję, lecz z innych przyczyn. Konieczność konserwacji konstrukcyj stalowych traktować należy zatem jako zjawisko normalne, a nie uciążliwy dopust, jako zagadnienie godne zainteresowania inżyniera ze względu na wartość konstrukcyj stalowych i korzyści, płynące ze znajomości umiejętności i starannej ich konserwacji. Zadaniem projektodawcy i wykonawcy budowli stalowych jest narówni z innymi obowiązkami umiejętność stosowania najbardziej skutecznych i najekonomiczniejszych środków rdzochronnych. Poznanie sposobów zmierzających ku temu, które pokrótce poniżej omówiono, stanowi minimum niezbędnych wymagań.

Rozdział I

K o r o z j a jest to rozkład i niszczenie metali, spowodowane procesami elektro-chemicznymi. Żelazo i stal skutkiem równoczesnego działania wody i tlenu, znajdujących się w atmosferze, oraz innych szkodliwych wpływów, ulegają procesom korozyjnym, tworząc rdzę. Na powierzchni stali powstają wodorotlenki żelaza, które zwiększają objętość narastającej warstwy rdzy, a następnie rozluźniają ją, umożliwiając przy współdziałaniu wilgoci posuwanie się rdzy głębiej i łuszczenie jej warstwami. Podobnie występować może rdza lokalnie, w formie miejscowych nagryzień. Zjawisko rdzewienia jest kapryśne i nieuchwytne, ponieważ zależy równocześnie od wielu współdziałających czynników, jak np. rodzaj i skład chemiczny stali, klimat, zawartość pewnych gazów w powietrzu, temperatura i t. d. Dlatego praktycy porzucili rozpatrywania teoretyczne w tej dziedzinie i zwrócili się ku eksperymentalnemu ustaleniu najważniejszych środków ochrony przed rdzą.

Głównymi czynnikami, decydującymi o odporności stali na rdzewienie są: jej skład chemiczny, stan fizyczny (obróbka), proces fabrykacji, oraz rodzaj powłoki ochronnej. Zwalczanie skutków

rdzewienia uwzględniać musi wszystkie powyższe czynniki i odpowiednio do tego zastosować można:

- a) otulanie stali środkami rdzochronnymi,
- b) ulepszanie tworzywa i zwiększenie jego odporności na korozję.

Dla praktyka wykonywającego i nadzorującego budowę niezbędne jest zapoznanie się z otulinami, ze względu na wykonywanie ich na budowie.

1. Powłoki rdzochronne

Skuteczność powłok rdzochronnych zależy od właściwego doboru materiału i prawidłowego wykonania. To ostatnie jest szczególnie ważne i dlatego zostanie bliżej omówione.

a. Przygotowanie powierzchni pod wykonanie powłok

Staranne przygotowanie powierzchni chronionej konstrukcji ma pierwszorzędne znaczenie dla długotrwałości i dobrego przylegania powłok. Przedewszystkiem usunąć należy ze stali wszelkie zanieczyszczenia jak: smary, brud, kurz, sadzę, a następnie rdzę, starą farbę i — co jest bardzo ważne — wilgoć. Pewien stopień szorstkości powierzchni jest korzystny. Zgorzelinę (zendrę) po walcowaniu należy bezwzględnie usunąć. Dobrze przylegający naskórek walcowniczy polepsza chwytność powłok oraz zwiększa naturalną odporność na rdzę. Stwierdzono, że trwałość powłoki zależy w znacznie wyższym stopniu od przygotowania powierzchni, niż od dobroci samej powłoki. Dobre oczyszczenie i staranne przygotowanie chronionej powierzchni mogą mieć nawet większy wpływ na rdzochronność niż dodatek miedzi do stali.

Oczyszczanie pokrytych brudem i rdzą części konstrukcyj stalowych przeprowadza się ręcznie lub mechanicznie. Stosowane u nas powszechnie usuwanie rdzy ręcznie przy pomocy uderzania w skupiska rdzy młotkami i czyszczenie przy pomocy szczotek drucianych zwyczajnych, pumeksu, szmerglu i t. d., uznać należy za wystarczające przy starannym wykonaniu. Oczyszczanie mechaniczne, przeprowadzane często w warsztatach konstrukcyjnych pod ciśnieniem (2 atm.) strumienia piasku, wzgl. specjalnymi szczotkami, wskazane jest przy bardzo wielkich obiektach, lub w trudno dostępnych miejscach. Oczyszczenie chemiczne, powodujące równocześnie pewne nagryzanie powierzchni stali, używane jest raczej przy powłokach metalicznych. Oczyszczanie i malowanie konstrukcji oddawać się winno temu samemu przedsiębiorcy, a dostawę materiału powłok innemu. Ważne jest przeprowadzenie odbioru oczyszczania przed malowaniem. Roboty malarskie wykonywać należy tylko na zupełnie suchych powierzchniach stali. W czasie deszczu i mgły, jak również wtedy, gdy możliwe jest tworzenie się wilgoci na konstrukcji

skutkiem zmian temperatury, malowania należy zaniechać.

b. Powłoki olejne

Są one najczęściej używanym środkiem konserwacji konstrukcyj budowlanych. Zadaniem tych powłok jest stworzenie szczelnej warstwy ochronnej, dostatecznie odpornej na wpływy atmosferyczne, chemiczne i mechaniczne. Farby olejne służące do malowania konstrukcyj stalowych składają się:

1. ze środków wiążących, czyli spoiwa, jak: olej lniany, pokost lniany, oleje żywiczne i inne;
2. ze środków rozcieńczających, czyli rozcieńczalników, jak: terpentyna, benzyna, benzol i inne;
3. z barwników suchych, czyli pigmentów.

Spoiwo utlenia się na powietrzu i twardnieje w jednolitą warstwę. Tworzą się przytem jednak niekiedy produkty, które mogą działać szkodliwie na powierzchnię stali. Aby temu przeciwdziałać, wiąże się je chemicznie i unieszkodliwia przez domieszanie do spoiwa barwników czyli pigmentów (najczęściej tlenków metali ciężkich, jak ołów, cynk), tak, że w rezultacie wytwarza się szczelna, elastyczna i trwałą powłokę ochronną. Barwniki, używane do powłok, muszą być bardzo dokładnie roztarte, o drobnym i ostrym ziarnie. Zadaniem wreszcie środków rozcieńczających jest zwiększenie płynności farby, konieczne w pewnych warunkach celem ułatwienia właściwego malowania.

Od wzajemnego stosunku powyższych składników zależy odporność, elastyczność i trwałość powłok. Powinno się dlatego używać wyłącznie farb o ustalonym i wiadomym składzie oraz znanym sposobie sporządzania. Jeżeli malowania nie wykonywa się bezpośrednio po oczyszczeniu konstrukcji, należy przygotowane powierzchnie powlec cienką warstwą oleju lnianego przez roztarcie szmatami. Pełna rdzoodporność konstrukcyj stalowych zapewniona być może dopiero po wykonaniu dwukrotnego malowania *gruntujać* go, którego zadaniem jest przeciwdziałanie powstawaniu rdzy i dwukrotnego *kryjać* go, którego celem jest ochrona przed wpływami zewnętrznymi. Zależnie od warunków można niektóre z tych warstw opuścić, zawsze jednakże co najmniej dwie z nich muszą być wykonane.

Jako *pierwszej warstwy gruntujać* używa się zwykle farb o pigmentach, złożonych z tlenków metali jak: ołowiu, żelaza, cynku, baru, lub też z metali sproszkowanych (brzozy), np. aluminium. Z pierwszych *minja* ołowiana o zawartości co najmniej 97% Pb_3O_4 i PbO i najwyżej 1% zanieczyszczeń łącznie z wilgocią, stosowana jest z 10 — 15% domieszką spoiwa i 5 do 6% rozcieńczalników. Tworzy znakomitą, odporną na wilgoć, dobrze przylegającą i chroniącą powłokę i stanowi dzięki bardzo korzystnemu działaniu na powierzchnię żelaza (pasywizacja, wzgl. alkalizacja) najlepszą ze stosowanych powłok gruntujać. Jest jednak mało odporna na zmiany atmosferyczne i krucha, wymaga zatem co najmniej dwukrotnego nałożenia. Pierwsze malowanie *minja* wykonywa się zwykle w warsztacie, co jest korzystne ze względu na możliwość dobrego oczyszczenia konstrukcji. Zużycie farby powinno

wynosić ok. 4 m²/kg. *Minja* bywa często fałszowana małowartościowymi domieszkami, redukującymi w znacznym stopniu jej zalety, na co trzeba zważać przy zakupie.

Stosowanie jako warstwy gruntujać *minji* z *elaznej* (min. 60% tlenku żelaza) uważa należy na podstawie wyników doświadczeń za gorsze. Nadaje się ona natomiast dobrze na warstwy kryjące, gdyż odznacza się dużą odpornością na wpływy dymów. Od ołowianej odróżnić ją łatwo po głębszym, rdzawym tonie czerwieni. Powłoki z farb aluminjowych (brzozy), które obok grafitowych rozpowszechniają się ostatnio coraz silniej w budownictwie, działają jako środek redukujący, wiążący tlen. Odznaczają się błyszczącą, srebrzystą barwą.

Drugą warstwę gruntujać wykonywa się zwykle po ustawieniu konstrukcji stalowej na miejscu i wykonaniu poprawek pierwszego malowania. *Minja* użyta w tym celu jest nieco tłustsza i zawiera 15 — 25% oleju lnianego oraz do 3% rozcieńczalników. Zużycie farby ok. 5 m²/kg.

Do warstw kryjać używa się farb o pigmentach wybitnie rdzoodpornych, a więc przede wszystkim bieli ołowiowej i cynkowej, z dodatkiem różnych farb, dla dobrania tonu zgodnie z wymaganiami estetycznymi, oraz celem nadania odmiennych kolorów od warstw gruntujać. Stosowane ostatnio coraz chętniej farby aluminjowe charakteryzują się dużą odpornością na parę siarki i nie przepuszczają promieni ultrafioletowych. Farba użyta na pierwsze malowanie kryjące zawierać winna 25 — 30% pokostu lnianego i 3 — 5% rozpuszczalników. Wydajność można przyjąć wtedy 7 — 9 m²/kg. Drugie malowanie kryjące wykonywa się farbą o zawartości 30 — 40% oleju lnianego, zagęszczonego jako spoiwa i do 10% rozpuszczalników. Wydajność nieco mniejsza od poprzedniej.

Do konstrukcyj, zanurzonych stale pod wodą, wskazane jest użycie spoiwa żywicznego, (kopali z pewną zawartością oleju), zaś jako pigmentów tlenków żelaza. Co się tyczy techniki wykonywania powłok, to zarówno przy farbach olejnych jak i bitumicznych stosuje się malowanie pędzlami, a ostatnio coraz częściej natryskiwanie. To ostatnie daje powłokę jednostajniejszą, a zatem lepszą.

c. Powłoki bitumiczne

Powłok bitumicznych używa się zarówno do warstw gruntujać, jak i kryjać i stosuje często do konstrukcyj zamurowywanych, wzgl. powlekanych następnie farbami aluminjowymi. Farby bitumiczne wyrabia się z asfaltów naturalnych lub destylatów węgla kamiennego, które stanowią 55 — 65% ich zawartości. Rozpuszczalnikami są tu oleje naftowe, wzgl. cięższe benzolowe w ilości ok. 45%. Powłoki te o charakterystycznym czarnym kolorze szybko schną i dobrze przylegają. Są odporne na wpływy chemiczne, a szczególnie na wilgoć i nie łuszczą się. Jako pigmentów farb o podłożu smółowym używać można m. in. cementu i sproszkowanego glinu, z czym ostatnio poczyniono korzystne doświadczenia. Powłoki bitumiczne ulegają jednak szkodliwemu działaniu

promieni słonecznych i dlatego celowe jest stosować je w częściach konstrukcji, leżących wewnątrz budynków zamurowanych, szczególnie zaś tkwiących w ziemi. Celem kontroli powinny być poszczególne warstwy powłok bitumicznych nakładane na siebie, wykonane w odmiennych tonach. Malowanie farbami olejnymi na podkładzie bitumicznym dopuszczalne jest dopiero po kompletnym wyschnięciu podkładu.

d. Powłoki metaliczne

W pierwszym rzędzie należą tu powłoki cynkowe i ołowiane. Wykonywać je można albo przez natryskiwanie, albo przez zanurzanie części stalowych w kąpieli metalicznej wzgl. w drodze galwanizacji. W konstrukcjach budowlanych ze wzgl. na wysokie koszty wykonanie tego rodzaju powłok może być brane pod uwagę wyłącznie do pewnych szczególnie ważnych i narażonych na zwiększoną korozję elementów konstrukcyjnych.

Wymagania stawiane powłokom rdzochronnym są bardzo rozległe. Żąda się od nich trwałości i wysokiej odporności na wpływy atmosferyczne, nieprzepuszczalności w wodzie, parze i gazach, wysokiej wytrzymałości na rozzerwanie, dużej ciągliwości i giętkości oraz poddawanie się kurczeniu lub rozszerzaniu, małej ścieralności, dużej twardości, dobrej izolacji, wielkiej przyczepności, dobrego krycia, dużej wydajności i gładkiej, lśniącej powierzchni o pięknym odcieniu. Widać stąd jasno, że poznanie dobroci farb rdzochronnych możliwe jest tylko przy równoczesnym uwzględnieniu wszystkich powyższych wymagań. Niektóre z nich zależą np. równocześnie wyłącznie od różnej zawartości oleju lnianego i już choćby stąd jasne jest, że nie może być mowy o farbach uniwersalnych. Sama analiza chemiczna farb nie jest jeszcze wystarczającą podstawą do poznania ich wartości użytkowej. W interesie zatem ogółu budownictwa i producentów farb leży jak najszybsze wprowadzenie u nas norm badania powłok rdzochronnych, podobnie jak to ma miejsce przy innych materiałach budowlanych.

e. Ochrona konstrukcji stalowych przed rdzą przez obetonowanie

Sposób ten stosowany jest w budownictwie bardzo szeroko, wykazując pewne odmiany, zależnie od przeznaczenia i ważności konstrukcji. Ochrona przeciwko rdzy polega tu na tem, że zasadowe składniki cementu i zaprawy uodporniają silnie stal przeciw korozji. Najprostsza forma „obetonowania” jest pomalowanie oczyszczonej poprzednio konstrukcji stalowej mlekiem cementowym. Wodorotlenek wapniowy, tworzący się w czasie wiązania cementu, pochłania wtedy rdzę, przyczyniając się do zubożenia żelaza. Użyte w tym celu mleko cementowe powinno być dość gęste, a warstwa jego niezbyt gruba. Ochrona tego rodzaju jest dla konstrukcji budowlanych wystarczająca tylko jako prowizorium, powłoka taka ulega łatwo wpływom atmosferycznym, a szczególnie wilgoci, stosowana zatem być powinna tylko w elementach, które będą w niedługim czasie potem obetonowane lub obmurowane (np. dźwigary stropowe).

Inną formą obetonowania konstrukcji stalowych jest torkretowanie. Daje ono dobrą, zwięzłą i szczelną powłokę i używane jest często w konstrukcjach stalowo-szkieletowych tam, gdzie chodzi o dużą szczelność powłoki, jak np. do ochrony przed silnym działaniem szkodliwych gazów w parowozowniach lub hałach peronowych. Grubość warstwy betonu wynosi w częściach konstrukcji lekkich lub zamurowanych 10 mm, cięższych i wolnostojących 30 — 50 mm, przyczem warstwa torkretowana trzyma się na siatce stalowej, którą dany element konstrukcji owinięto.

Jeżeli w grę wchodzi całkowite obetonowanie konstrukcji stalowej, musi być ona wtedy odpowiednio przygotowana przez oczyszczenie z brudu i łuszczącej się rdzy. W wypadkach, gdy możliwość późniejszego dostępu powietrza jest wykluczona, jak np. przy szczelnem obetonowaniu, wystarcza zwyczajne powleczenie konstrukcji przedtem mlekiem cementowym. Często jednak konstrukcje muszą pozostać po zmontowaniu dłuższy czas niechronione i z tego powodu muszą być zabezpieczone minją, lub farbą bitumiczną. Przyczepność betonu do konstrukcji może być wtedy zmniejszona i, obetonowując konstrukcję gruntowaną, należy mieć to na uwadze i zastosować odpowiednie uzbrojenie betonu najlepiej w postaci siatki stalowej. Jest to konieczne szczególnie wtedy, gdy jako gotowych elementów wypełniających, lub do wykonania ścian i stropów, używa się materiałów, przepuszczających względnie wydzielających wilgoć, zmieniających objętość lub zawierających chlorki magnezu lub siarczany wapnia, które są wysoce szkodliwe dla żelaza (gips, beton żuźlowy, ksyolit i t. p.).

Przy użyciu nowych, nieznanych bliżej materiałów, należy zawsze rozpatrzyć ich wpływ na stykające się z nimi konstrukcje stalowe. Jakkolwiek obetonowanie ma tę wadę, że powoduje zwiększenie ciężaru całej budowli, jest ono szczególnie w wypadku współdziałania statycznego ze stalą, bardzo korzystnym i dobrym środkiem rdzochronnym, tem lepszym, że łączącym w sobie równocześnie zabezpieczenie konstrukcji stalowej przed ogniem.

f. Stosowanie stali o zwiększonej odporności na rdzewienie

Dodatek: miedzi, chromu, niklu, kobaltu i molybdeny zwiększa odporność stali na rdzewienie.

Rozpowszechnione ostatnio w konstrukcjach inżynierskich stale o wyższej wytrzymałości, są stalami stopowymi, posiadającymi dzięki ściśle określonej zawartości wymienionych dodatków, oprócz wyższych cech wytrzymałościowych, również większą odporność przeciw rdzewieniu. Dla stali normalnej jakości stosuje się w tym celu dodatek miedzi w wysokości 0,2 — 0,3%. Powłoka tworząca się na powierzchni pod wpływem działania wpływów atmosferycznych, przedstawia tu jednolitą i gładką warstwę tlenków, która bardzo skutecznie przeszkadza dalszemu rdzewieniu. Zwiększenie odporności w stosunku do zwyczajnej stali węglowej wynosi w zwyczajnych wypadkach 30 — 50%. Poza tem korzystne jest oprócz tego i to, że na stali miedziowej trzymają się nanoszone na nią powłoki rdzochronne znacznie lepiej,

niż na zwykłej. Oszczędność jest zatem podwojona. Stale miedziowe dzięki swym zaletom rozpowszechniają się ostatnio również i w budownictwie.

Innym rodzajem stali specjalnej o zmniejszonej skłonności do rdzewienia i znanej w budownictwie jest t. zw. „żelazo Armco”. Charakteryzuje się ono tem, że zawartość wszystkich dodatków, a szczególnie węgla obniżono w niem do minimum, zbliżając się składem chemicznym do czystego żelaza. Zmniejszono w ten sposób jednak wytrzymałość mechaniczną materiału, skutkiem czego w praktyce żelazo Armco nie znalazło zastosowania do elementów nośnych, lecz np. jako blacha do krycia dachów. Przyleganie powłok rdzochronnych jest i tu większe, niż do stali zwyczajnych.

Wyjątkowo używa się w budownictwie blach stalowych t. zw. „platerowanych”, posiadających nawalcowaną cieniutką warstwę aluminium, miedzi czy niklu. Stosowane w pewnych wypadkach oksydowanie (utlenianie) powierzchni elementów stalowych, jak np. parkeryzacja i kosletyzowanie nie mają w budownictwie praktycznego znaczenia i używa się ich raczej do przygotowania powierzchni pod powłoki specjalne.

Rozdział II

O kosztach konserwacji budowli mówi się najczęściej przy wyborze materiału konstrukcyjnego. Wielkość kosztów konserwacji danej budowli rozpatruje się wtedy zwykle osobno jako wartość oderwaną, która jest zupełnie niemiarodajna do oceny rentowności. Należy bowiem zawsze uwzględniać, że koszty utrzymania są nierozłączną częścią całkowitych kosztów danego obiektu, na które składają się nie tylko kapitały wyłożone bezpośrednio na budowę oraz koszty utrzymania, lecz również oprocentowanie i umorzenie tego kapitału. Jeżeli umorzenie kapitału początkowego B , włożonego w budowę, nastąpić ma w czasie n lat jej trwania, przy oprocentowaniu p , wtedy całkowity roczny koszt obiektu K wynosi:

$$K = B \frac{p}{(1+p)^n - 1} + B p + U. \quad (1)$$

chome do stałej obsługi, jak np. przy mostach, halach i t. p., należy kalkulować każdorazowo osobno i przewidzieć je w projekcie. Koszty takich rusztowań mogą się dobrze opłacać, gdyż malowanie może być wtedy wykonane w krótszych odstępach czasu, przez co powłoka jest mniej zniszczona i konserwacja znacznie tańsza.

Jeżeli powyższe roczne koszty rusztowań na tonnę konstrukcji oznaczmy przez r , zaś czas trwania powłoki (który jak z doświadczeń wiemy przy dopuszczalnym 20 — 40% pokryciu rdzą, wynosi 7 — 10 lat) nazwiemy a i koszty wykonania powłoki rdzochronnej w zł/m² oznaczmy q , wówczas roczne koszty utrzymania 1 t konstrukcji stalowej wynoszą:

$$u_i = \frac{q \cdot f}{a} + r \dots \dots \dots (3)$$

Całkowite roczne koszty utrzymania budowli o konstrukcji stalowej, miarodajne dla porównania rentowności budowli z innych materiałów, które należy wstawić do wzoru (1), wynoszą wtedy:

$$U = G \left(\frac{q \cdot f}{a} + r \right) + R \dots \dots \dots (4)$$

gdzie R oznacza koszty utrzymania pozostałych części budowli oprócz konstrukcji stalowej. Ocena kosztów utrzymania konstrukcji stalowej o której powyżej obszernie powiedziano, jest podstawą wyboru materiału konstrukcyjnego i decyduje o projekcie we wstępnej fazie jego powstawania.

Inżynier-konstruktor ma dalsze możliwości zredukowania kosztów konserwacji przez jak najbardziej celowe projektowanie konstrukcji i połączeń, oraz dobór gatunku stali. Należy unikać w projekcie zgóry rozwiązań sprzyjających gromadzeniu się wilgoci, sadzy i kurzu (zwarte przekroje, ciasne szczeliny), oraz przewidzieć środki ochronne jak osłony, powłoki metaliczne i t. p. w specjalnie narażonych miejscach. Spawanie, skutkiem zmniejszenia i uproszczenia połączeń, a szczególnie opuszczenia nitów i śrub jako siedliska szybszego rdzewienia, jest równocześnie jednym ze środków obniżenia kosztów utrzymania. Okazuje się, że np. zmniejszenie powierzchni malowania w małych więzarach spawanych, wykonanych z przekrojów rurowych dochodzi w porównaniu z nitowaniem do 45%.

Stosowanie stali wysokowartościowych, które charakteryzują się zwiększoną odpornością na rdzewienie dzięki zawartości miedzi i lepszej przyczepności powłok, daje w połączeniu ze zmniejszeniem przekrojów również dużą oszczędność na konserwacji. Rozpowszechnione ostatnio w konstrukcjach z tego materiału ustroje, złożone z blachownic, są w konserwacji też korzystniejsze niż kratowe. W praktyce, bardzo duże znaczenie ma możliwie najstaranniejsze przeprowadzenie wykonania powłok rdzochronnych w czasie budowy, a przede wszystkim rygorystyczna kontrola i odbiór każdej partii robót. Oddawanie robót malarskich na akord jest niewskazane, gdyż powoduje w przyszłości konieczność częstych poprawek. Zaleca się używać powłok w gatunkach najlepszych,

choć droższych, gdyż, jak wykazują obliczenia, przedłużenie czasu trwania powłoki o 5% uzasadnia o 30% wyższą jej cenę. Okresy ponownego malowania nie mogą być przy racjonalnej konserwacji dłuższe od życiokresu powłoki. Dlatego nie powinno się dopuszczać w konstrukcjach mostowych zużycia powłoki większego niż 20%, w budowlanych niż 40%, a odnawianie powłok powtarzać w krótkich, kilkuletnich odstępach czasu.

Prowadzący budowę musi świadomie dobrać powłoki stosownie do ich przeznaczenia i wpływów jakim będą one podlegały. Wogóle, należy stwierdzić, że obniżenie kosztów konserwacji konstrukcji stalowych może być osiągnięte w naszych warunkach przede wszystkim przez przedłużenie czasu trwania i zwiększenie skuteczności powłok rdzochronnych. Dla zapewnienia dobroci wykonywanych w związku z tem robót wymagana jest dokładna znajomość wartości powłok oraz kontrola ich wykonania. Poleganie na zaufaniu do dostawcy materiału powłok oraz solidności robotników na budowie, nie wystarcza. W zrozumieniu tego prowadzi się w innych krajach obszerne badania korozyjne oraz próby laboratoryjne i terenowe powłok rdzochronnych, celem uzyskania wytycznych dla praktyki. Luźne prace podejmowane w tej dziedzinie w Polsce wymagają skoordynowania, systematycznego ich ujęcia, oraz współudziału przedstawicieli budownictwa.

W n i o s k i

1. Koszty konserwacji konstrukcji stalowych zależą przede wszystkim od trwałości powłok rdzochronnych. Celem umożliwienia oceny wartości materiałów powłok konieczne jest ustalenie szybkich, a jednocześnie dostatecznie dla praktyki dokładnych metod i norm, pozwalających na kwalifikowanie powłok przed ich użyciem. W związku z tem należy zorganizować systematyczne badania laboratoryjne i terenowe powłok rdzochronnych, wykonywanych z krajowych materiałów.

2. Koszty konserwacji konstrukcji stalowych są nierozłączną częścią całkowitych rocznych kosztów danego obiektu i rozpatrywanie ich jako wartości oderwanej daje fałszywy obraz przy porównywaniu rentowności różnych budowli. Zarówno projektowanie, jak i wykonywanie budowli o konstrukcji stalowej, przewidywać powinno zgóry dobór najwłaściwszych sposobów ochrony przed rdzą i metodyczną kontrolę wykonania powłok.

LITERATURA

- E. Chyżewski* — (Hutnik 1/1936). Organizacja badań korozyjnych na Zachodzie.
The First, Second, and Third Report of the Corrosion Committee wyd. Iron and Steel Institute, London.
Korrosion I, II, III u. IV. Berichte über die 1, 2, 3 u. 4 Korrosionstagung wyd. V. D. I. Berlin.
K. Klöppel — Unterhaltungskosten von Stahlbauwerken. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft — Technische Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken.
D. Verb. für d. Materialprüfungen — Beitrag zur techn. Prüfung von Rostschutzfarben.

KRYTA PŁYWALNIA WE LWOWIE

Inż. Stanisław Serafin i Inż. Władysław Płaskuła, Lwów

1. Opis ogólny — założenie

Jako uzupełnienie dwu nowo powstałych kąpielisk otwartych na terenie miasta Lwowa, a to na żelaznej Wodzie i na Zamarstynowie, powstała nowa placówka w tej gałęzi a mianowicie kryta pływalnia przy ul. Jabłonowskich, wybudowana przez Miejski Ośrodek P. W. i W. F. według projektu i pod kierownictwem Wydziału technicznego Zarządu Miejskiego.

Obiekt powyższy znajduje się w przestrzeni zamkniętej, nakrytej dachem, przez co pozwala na korzystanie z niego bez względu na porę roku i pogodę (fig. 1). Kryta pływalnia, pomyślana jako

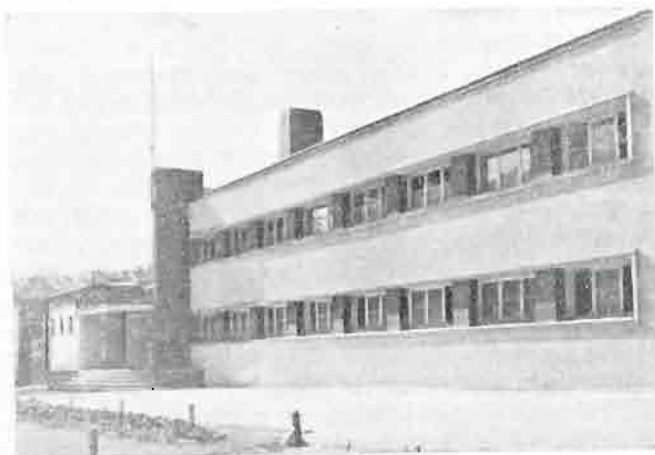


Fig. 1. Ogólny widok pływalni.

część składowa Ośrodka P. W. i W. F., usytuowana jest w najbliższym sąsiedztwie innych urządzeń, jak hala sportowa, boiska, bieżnie i t. p., przytem przez położenie swoje blisko śródmieścia umożliwia wygodne korzystanie z niej najszerszym sferom. Bliskość ogrodów zapewnia zdrowotność i higienę.

W rozwiązaniu rzutowem kierowano się następującymi wytycznymi:

- a) jednoczesne korzystanie z basenu przez kobiety i mężczyzn,
- b) ilość kąpiących się 100,
- c) czas korzystania 1 — 2 godzin,
- d) możliwość połączenia basenu z boiskiem w porze letniej,
- e) zapewnienie przez właściwe urządzenia techniczno-instalacyjne odpowiedniej temperatury i higieny powietrza i wody.

Publiczność wprowadzana przedśionkiem obok bramy do hallu wejściowego ma do dyspozycji szereg bezpośrednich połączeń, a to: 1) do kancelarii zarządu, 2) do szatni na wierzchnie okrycia, 3) do hali basenowej bezpośrednio dla publiczności obserwującej, 4) do rozbieralni męskiej — parter, 5) do rozbieralni kobiecej — piętro, 6) do

kasy, 7) do telefonu, 8) do W. C. i 9) do pomieszczenia dla dozorca.

Rozbieralnie zaopatrzone są w 20 kabin przełotowych, szatnie, tusze, W. C. z brodzikiem do opłókania nóg, suszarnię, oraz osobnem wejściem do hali basenowej.

Hala basenowa o wymiarach 32,40/16,50 m posiada wysokość zmienną 6,00 do 7,30 m przez założenie pochyłego sufitu, a to w celu umożliwienia spływu i odprowadzenia skroplonej pary wodnej na suficie. Basen w postaci niecki żelbetowej o wymiarach 10,00/25,00 m ma głębokość zmienną od 1,30 m w części kąpielowej do 3,20 m pod skocznią. Powierzchnia wyn. 250 m² pozwala na korzystanie z niego 100 osobom, przyczem przyjęto 4 m² na 1 pływaka, oraz 2 m² dla kąpiącego się. Amfiteatralnie założone trybuny pozwalają na dogodne obserwowanie basenu, dając pomieszczenie 200 osobom (fig. 2). Hala posiada 4 okna

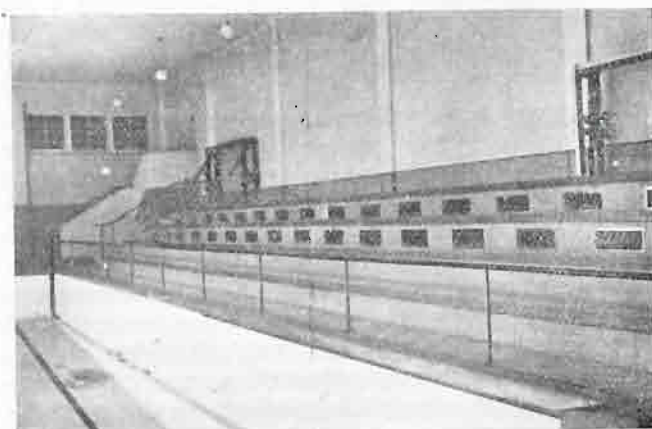


Fig. 2. Trybuny pływalni.

o wym. 5,00/6,00 m, sięgające od podłogi do sufitu. Konstrukcja okien umożliwia w porze letniej przez podniesienie dolnej 1/3 części okien stworzenie otworu do przejścia na plażę i boisko 21,20 m szerokości. Równocześnie, pracująca jako przeciwwaga, górna 1/3 część okien przez obniżenie o 2 m daje równorzędny otwór w górnej części ściany, zapewniający odpowiednią wymianę powietrza, środkowa część okien pozostaje stała (fig. 3). Całość hali basenowej uzupełnia skocznia z rur spawanych, odpowiednie oświetlenie sztuczne, oraz wnęka bufetowa.

2. Konstrukcja

Budynek przedstawia normalną konstrukcję budowli murowanej o stropach żelbetowych żebrowych. Konstrukcja hali jako szkielet posiada szereg słupów żelbetowych co 5,40 m o przekroju 50/60 cm, które podpierają więzary żelazne kratowe o rozpiętości 16,50 m. Jak wyżej wspomnia-

no pod więzary podwieszono nad basenem strop pojedynczy pochyły, zaś nad partją trybun zastosowano podwójny strop pokryty matami „Berbeka”, a to w celu stworzenia poduszki powietrznej dla lepszej izolacji i uniknięcia pocenia się sufitu.

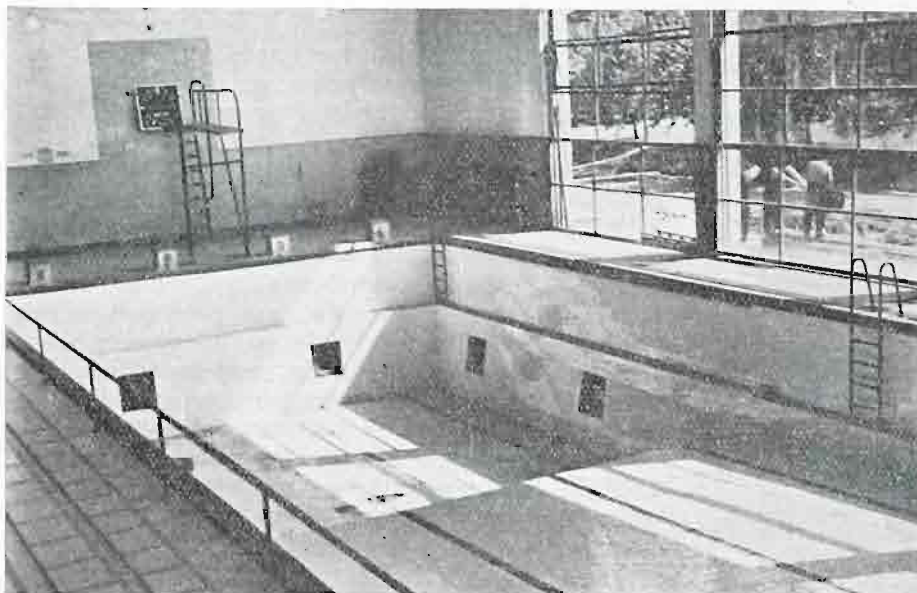


Fig. 3. Basen pływalni bez wody i okno do rozsuwania.

Konstrukcję samego basenu rozwiązano w żelbecie z narzutem zaprawy z dodatkiem tricosalu, oraz wyłożeniem płytkami glazurowanymi. Płytki należy przed ułożeniem na zaprawie cementowej dobrze namoczyć, aby następnie nie odpadały, co w dość znacznym procencie na tej budowie zauważono. Na granicy między partją płytszą i głębszą przeprowadzono szczelinę dylatacyjną tak w ścianach jak i w dnie basenu, tworząc przez to dwie osobne całości konstrukcyjne. Powodem zasadniczym były nie tyle względy termiczne, ile różnice w jakości gruntu, na którym fundowano basen, oraz różnica w obciążeniu jednostkowym gruntu dla części głębszej i płytkiej. Pod szczeliną dylatacyjną w dnie przeprowadzono tunel kontrolny. Dno basenu ułożono na narzucie żwirowym, ubitym ze systemem drenów do ewentualnego odprowadzenia wody. W ścianach partji głębszej wykonano 5 otworów poniżej poziomu wody, oszklonych, dozwalających na oświetlenie wody basenu.

Trybuny o konstrukcji żelbetowej oparte są w jednej stronie na murze hali, z drugiej zaś luźno na słupkach ściany basenu, tworząc element niezależny od basenu. Niezależnie od luźnego oparcia na ścianie basenu, należało, jak się to później okazało przeprowadzić w przedłużeniu szczeliny dylatacyjnej basenu także szczelinę dylatacyjną w trybunach. Nieregularne zarysowanie wpoprzek trybun wyraźnie wskazuje miejsce, gdzie należało przeprowadzić fuge.

Z robót żelbetowych wykonano poza tem filtry, zbiornik wody i osadnik brudu, znajdujące się w wolnej przestrzeni pod trybunami. W robotach żelbetowych przewidziano 660 m³ betonu, oraz zużyto 37.800 kg żelaza. Ogólny koszt robót budowlanych wyniósł około 270.000 zł. Budowę wykonano wed-

ług projektu i pod kierownictwem inż. Tadeusza Karasińskiego z Wydziału III/1. Zarządu Miejskiego w czasie od sierpnia 1933 r. do grudnia 1934 r. Konstrukcje betonowe i żelbetowe wykonano według projektu, obliczeń i pod kierownictwem Stanisława Dulęby, referenta statyki Z. M. Stronę instalacyjną tak co do projektu, obliczeń, jak i wykonania referował inż. Władysław Plaskura z Zarządu Miejskiego.

Instalacje i wszystkie urządzenia mechaniczne pływalni zostały scentralizowane w suterenach pod halą basenową w przejściach, utworzonych między ścianami basenu a murem zewn. budynku. Tutaj znajduje się kotłownia, filtry żwirowe, nagrzewnica wody i powietrza, wentylatory, pompy, oraz rezerwowy zbiornik wody.

W kotłowni ustawiono 3 kotły parowe niskoprężne syst. „Reck” fabr. Starachowice o powierzchni ogrzew. 77 m², służące do ogrzewania pływalni i hali sportowej, oraz do grzania wody basenowej i użytkowej. Kotły mogą być opalane ga-

zeczem ziemnym lub koksem. Para wytworzona w kotłach dostaje się do rozdzielacza, stąd zaś do poszczególnych miejsc przeznaczenia. Obok rozdzielacza usytuowano aparat odczytowy instalacji termometrów odległościowych, orjentujący palacza o stanie ciepłoty w różnych punktach budynku. Do grzania wody użytkowej do tuszów służą 2 bojery z węzownicami parowymi. Obok kotłowni umieszczono filtry żwirowe do oczyszczania wody basenowej. Woda z basenu dostaje się najpierw do osadnika brudu, stąd może być spuszczone do kanałów lub też pobrana na filtry. Filtry (fig. 4) wykonano w formie 2 otwartych komór betono-

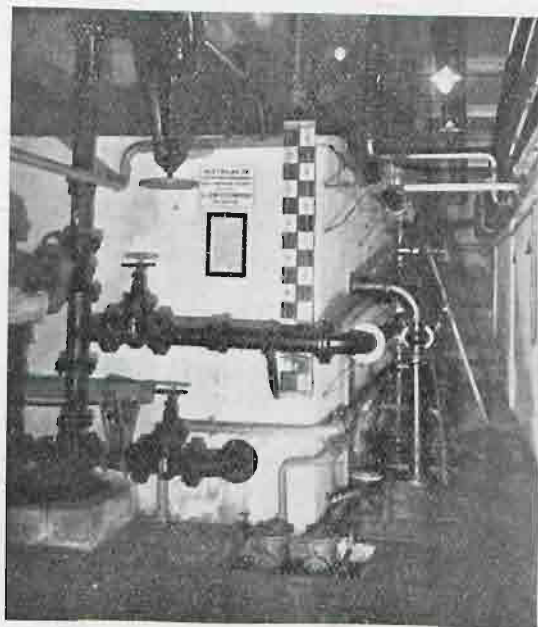


Fig. 4. Filtry.

wych o powierzchni około 10 m² i wypełniono je ostrym żwirkiem. Filtry te mogą oczyścić 48 — 50 m³ wody na godzinę. Zasilanie filtrów jest samoczynne na skutek różnicy poziomów wody w basenie i w filtrach i odbywa się zapomocą dziurkowanych rur rozdzielczych, mających za zadanie napowietrzenie wody przed filtracją i równomierne zasilanie filtrów.

Woda po przejściu przez filtry dostaje się do nagrzewnicy, poczem po podgrzaniu jej do temperatury 25 — 26° i zdezynfekowaniu tłoczona jest

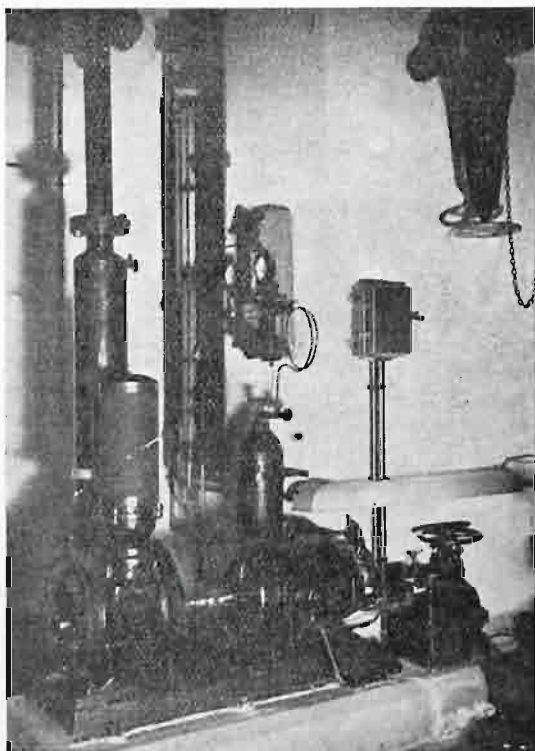


Fig. 5. Aparat Ornsteina do odkażania wody.

zpowrotem do basenu. Woda oczyszczona mechanicznie i bakterjologicznie dostaje się do basenu w miejscu najpłytszem i zapomocą rynny wylawowej, założonej w poprzecznej ścianie basenu, za-

sila równomiernie całą jego powierzchnię. Pobór wody na filtry odbywa się na przeciwnym końcu basenu w miejscu najgłębszem tak, że cała ilość wody w basenie znajduje się w ustawicznym krążeniu. Całkowita pojemność basenu jest codziennie 1 do 1½-krotnie przepuszczona przez filtry, oraz uzupełniona w ilości 10% wodą świeżą. Całkowita wymiana wody następuje co 3 — 4 tygodni. Wody dla pływalni dostarcza studnia wiercona o wydajności 15 m³/godz., oraz wodociąg miejski. Całkowite zapotrzebowanie wody wynosi 80 — 90 m³ dziennie.

Filtry żwirowe podczas ruchu silnie zanieczyszczają się i muszą być codziennie ponownie oczyszczone. Do czyszczenia filtrów służy kompresor powietrzny i pompa wodna, które, tłocząc powietrze z wodą przez tłuczeń filtrowy od dołu, wymywają go. Otrzymany podczas czyszczenia namul wypuszcza się do kanału. Czyszczenie filtrów trwa około ½ godziny. Do odkażania wody basenowej zastosowano system dawkowania kwasu podchlorynowego, otrzymywanego w aparacie „Ornsteina” (fig. 5). System dawkowania kwasu podchlorynowego zastosowano dla uniknięcia przykrego zapachu lub smaku, jaki daje się odczuć przy stosowaniu samego chloru w ilościach, odpowiadających ogólnym przepisom.

Cały budynek pływalni ogrzewany jest radiatorami parowymi, sama zaś hala basenowa radiatorami i ciepłym powietrzem. Duży wentylator o wydajności 6.000 m³/godz. wciąga powietrze z dworu i po oczyszczeniu go w filtrach bakterjochłonnych Viscin Dabeg, oraz po podgrzaniu do temperatury + 25° tłoczy je do hali przez odpowiednie kraty umieszczone w podłodze pod oknami. Do usuwania zepsutego powietrza z hali służą 4 wentylatory samoczynne o Ø 500 mm, umieszczone w stropie, oraz exhaustor elektryczny o wydajności 3.000 m³/godz.

Oświetlenie hali basenowej uzyskano zapomocą 8 lamp kulowych, oraz 3 dużych reflektorów, pracujących światłem odbitem. Dla uzyskania pewnych efektów świetlnych podczas zawodów względnie pokazów pływackich wmontowano w ścianach bocznych basenu w miejscu najgłębszem 5 reflektorów za tarczami z 12 mm szkła.

28-DNIOWA WYTRZYMAŁOŚĆ BETONU W ZALEŻNOŚCI OD WSPÓŁCZYNNIKA WODO-CEMENTOWEGO

Inż. Bronisław Bukowski, Warszawa

Rezultaty podane w niniejszej pracy są wynikiem zbadania 120 betonów różnego składu i konsystencji z 6 różnych cementów, scharakteryzowanych w tabl. 1. Ciała próbne miały kształt walców \varnothing 8 cm w/g PN/B-196. Staly one przez 16 — 24 godz. po wykonaniu na powietrzu, potem do 28-go dnia pod wilgotnymi szmatami i badane były na prasie Amslera między podkładkami z dykty. Każda podana cyfra wytrzymałościowa jest średnią z 3 prób. Kruszywo użyte do doświadczeń było prawie wyłącznie pochodzenia rzeczno (wiślane), mieszanie betonu i wykonanie prób były ręczne.

Dobrze sprecyzowane są natomiast poglądy nauki na wpływ właściwości samego cementu i stosunku ilości wody do ilości cementu na wytrzymałość betonu. Wpływ tych dwóch czynników jest w każdym razie bezsporny. Z badaczy, którzy poświęcili się sprawie ich badania wymienić należy: Féreta, Bolomeya, Abramsa i Grafa, którzy w różnych warunkach znaleźli prawidłową zależność wytrzymałości betonu od gatunku cementu i stosunku wodo-
cementowego $\frac{w}{c}$ i podali konkretne wzory, ujmu-

Tabl. 1
Charakterystyka badanych cementów

Znak	Kategoria cementu	Cechy cementu podane przez cementownię				$\frac{w}{c}$	Cement dostarczony przez
		zaprawa 1 : 3 po			woda w zapr. %		
		3 dn.	7 dn.	28 dn.			
A	wysokowart. portlandski	330 [51]	525 [81,5]	647 [100]	8,25	0,33	cementownię w jednej beczce
B	"	473 [76]	572 [92]	622 [100]	8,0 (?)	0,32	cementownię w 2 workach jednocześnie
C	normalny portlandski	274 [46]	453 [76,2]	595 [100]	8,5	0,34	detalistę w Warszawie w 10 workach pojed.
D	"	369 [64]	489 84,8]	577 [100]	7,6	0,304	detalistę w Warszawie w 7 workach pojed.
E	"	249 [46,5]	419 [76,7]	546 [100]	7,5	0,30	skład fabr. w Warsz. w 4 workach w 2 part.
F	"	313 [68,3]	373 [81,3]	458 [100]	8,0 (?)	0,32	cementownię w 1 beczce
Średnie procenty		[58,5]	[82]	[100]			
Cyfry [] oznaczają procent wytrzymałości 28-dniowej							

Cyfry [] oznaczają procent wytrzymałości 28-dniowej

Nauka o technologii betonu zajmuje się wpływem wzajemnego stosunku materiałów składowych oraz ich cech fizycznych na wytrzymałość i inne właściwości betonu. Co się dotyczy wytrzymałości, która nas tutaj jedynie interesuje, to wpływ uziarnienia kruszywa na wytrzymałość stanowi jeszcze przedmiot dyskusji. Jedni badacze przyznają uziarnieniu samodzielną rolę, drudzy tylko pośrednią, a mianowicie o tyle tylko, o ile lepszemu uziarnieniu kruszywa towarzyszy mniejsza jego wodochłonność przy równej urabialności¹⁾.

jącej tę zależność. Na wzorach tych oparte są metody przepowiadania końcowej wytrzymałości betonu. Ostatnio skorzystał z nich również prof. Paszkowski w pracy „Beton o przewidzianej wytrzymałości”. Wzory tych badaczy nie były, o ile mi wiadomo, zbadane co do ich zdatości do polskich cementów. Ponadto nie zbadano również jeszcze, w jakim stopniu obliczone temi wzorami cyfry wytrzymałościowe odpowiadają rzeczywistości, względnie jakich błędów należy się przy stosowaniu tych wzorów spodziewać. W niniejszym

¹⁾ Kwestję tą w pracy swej nie zająłem się bliżej. Wyniki przeze mnie otrzymane nie wskazują na żaden samoistny wpływ uziarnienia, przynajmniej o ile chodzi o kruszywo rzeczne. Kruszywo tłuczonego nie badałem wcale. Na podstawie wyników prac innych badaczy (np.

Dutrona) wolno przypuszczać, że różnica między kruszywem rzeczno i tłuczonym jest nieduża i że wpływ różnicy pochodzenia kruszywa wobec wpływu różnic w stosunku wodocementowym jest mały.

referacie postarałem się na obydwie te kwestje odpowiedzieć.

1. Oryginalna forma wzorów technologicznych

Dla K_n = wytrzymałość betonu po n dniach wzory posiadają następujące postacie:

$$1) \text{ Bolomey: } K_n = \left(\frac{c_w}{w} - a \right) \cdot C \text{ gdzie}$$

$$C = \frac{K_s}{1,8 \text{ do } 2,7}$$

K_s = wytrzymałość normalnej zaprawy 1 : 3 po n dniach;

$\frac{c_w}{w}$ = stosunek wagowy cementu do wody;

$a = 0,5$ współcz. doświadcz. jakości cementu;

1,8 do 2,7 = współczynnik doświadczalny staranności mieszania, ważny tylko dla $n = 28$. Prof. Paszkowski podaje dla polskich cementów $C = 250$ (obniżone w późniejszych pracach do $C = 210$).

$$2) \text{ Féret: } K_n = \left(\frac{c_0}{1-k} \right)^2 \cdot C \text{ gdzie}$$

c_0 = absolutna objętość cementu = $\frac{\text{waga}}{\text{cięż. gat.}}$;

k = absolutna objętość kruszywa;

C = współczynnik doświadczalny gatunku cementu. Bolomey znalazł dla cementów szwajcarskich we wzorze Féreta $C = 1320$.

$$3) \text{ Graf: } K_n = \frac{K_s}{m \left(\frac{w}{c_w} \right)^2} \text{ gdzie}$$

K_s = wytrzymałość norm. zaprawy 1 : 3 po n dniach;

$m = 4$ do 8 = współczynnik doświadcz. jakości wykonania;

$\frac{w}{c_w}$ = stosunek wagowy wody do cementu.

$$4) \text{ Abrams: } K_n = \frac{C}{m^x} \text{ gdzie}$$

$x = \frac{w}{c_{lo}}$; w = ilość wody w litrach;

c_{lo} = ilość objętość cementu w litrach w stanie luźnym przy 1 litrze = 1,5 kg;

$m = 7$ do 9 współczynnik doświadcz. jakości wykonania;

C = współczynnik doświadcz. jakości cementu; Abrams znalazł dla amerykańskich cementów $C = 980$.

Rozpatrywanie tych wzorów nasuwa następujące refleksje: wszystkie bez wyjątku wzory jako jedyny współczynnik matematycznie ścisły wprowadzają stosunek wody do cementu. Wyjątku nie stanowi nawet wzór Féreta, gdyż próżnię w betonie po potrąceniu absol. objętości kruszywa $(1 - k)$ możemy sobie bez większego błędu wyobrazić jako wypełnioną przez cement i wodę, czyli

$1 - k = c_0 + w$. Zakładając $c_0 = \frac{c_w}{3,1}$ (ciężar gat. cementu $\gamma = 3,1$) otrzymamy:

$$\frac{c_0}{1-k} = \frac{c_w}{c_w + 3,1 w} = \frac{1}{1 + 3,1 \frac{c_w}{w}},$$

czyli zależność od współczynnika wodocementowego.

Stosowalność wszystkich tych wzorów uzależniona jest od dokładnej znajomości stosowanego cementu. Stosowalność poszczególnych wzorów do takiego czy innego cementu portlandskiego nie jest w literaturze ograniczona, wolno więc przypuszczać, że wzory te stosują się do wszystkich cementów portl., o ile tylko ustalone są odpowiednie współczynniki C . Dla umożliwienia praktycznie dokładnego przepowiadania końcowej wytrzymałości betonu niezbędne jest wyjaśnienie, czy tak jest istotnie.

2. Transformacja wzorów na współcz. $\frac{w}{c_w} = x$.

Celem dalszego porównania wzorów sprowadzamy je do wspólnej zależności od współczynnika wodocementowego $\frac{w}{c_w} = x$ oraz współczynnika C ,

którym wyrażamy właściwości cementu. Wpływ jakości wykonania, wobec jednolitej techniki wykonania wszystkich badanych w niniejszej pracy ciał próbnych, przyjmujemy wszędzie ten sam, więc możemy go wyeliminować. Jedynie we wzorze Abramsa przyjmujemy $m = 7$, czyli wykonanie staranne. Po transformacji wzory dla wytrzymałości K_{28} przyjmują następujący kształt:

$$1) \text{ Bolomey } K = \left(\frac{1}{x} - 0,5 \right) C = \beta C_b$$

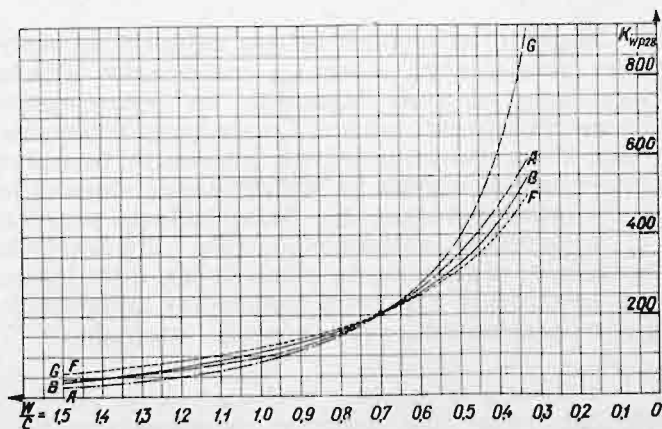
$$2) \text{ Féret } K = \left(\frac{1}{1 + 3,1 x} \right)^2 C = \gamma C_f$$

$$3) \text{ Graf } K = \frac{C}{x^2} = \gamma C_g$$

$$4) \text{ Abrams } K = \frac{C}{7^{1,5x}} = \alpha C_a$$

czyli kształt ogólny $K = \xi C_x$

Jeżeli wartości K traktujemy jako funkcję x zakładając, że dla $x = 0,7$ będzie $K_{28} = 200$ kg/cm², co zgrubsza przy polskich cementach się zgadza, otrzymamy cztery krzywe pokazane na tabl. 2 i pozwalające w przybliżeniu zorientować się



Tabl. 2. Porównanie wzorów Bolomeya (B) Féreta (F), Grafa (G) i Abramsa (A) przy założeniu, że $w/c = 0,7$ odpowiada $K_{wp28} = 200$ kg/cm².

co do podobieństwa, które zachodzi między poszczególnymi metodami. Z wzrastającym $x = \frac{w}{c}$, zbliża się K szybko ku zeru. We wzorach Féréta, Abramsa i Grafa $K = 0$ dla $x = \frac{w}{c} = \infty$, czyli dla $c = 0$ lub $w = \infty$. We wzorze Bolomeya $K = 0$ już dla $x = \frac{w}{c} = 2$. Różnica ta nie ma istotnego znaczenia, gdyż praktycznie będzie już dla $x = 2$ wytrzymałość betonu zawsze prawie równa zeru. Krzywe narysowane w tabl. 2 wykazują duże podobieństwo do siebie w obszarze od $\frac{w}{c} = 1,5$

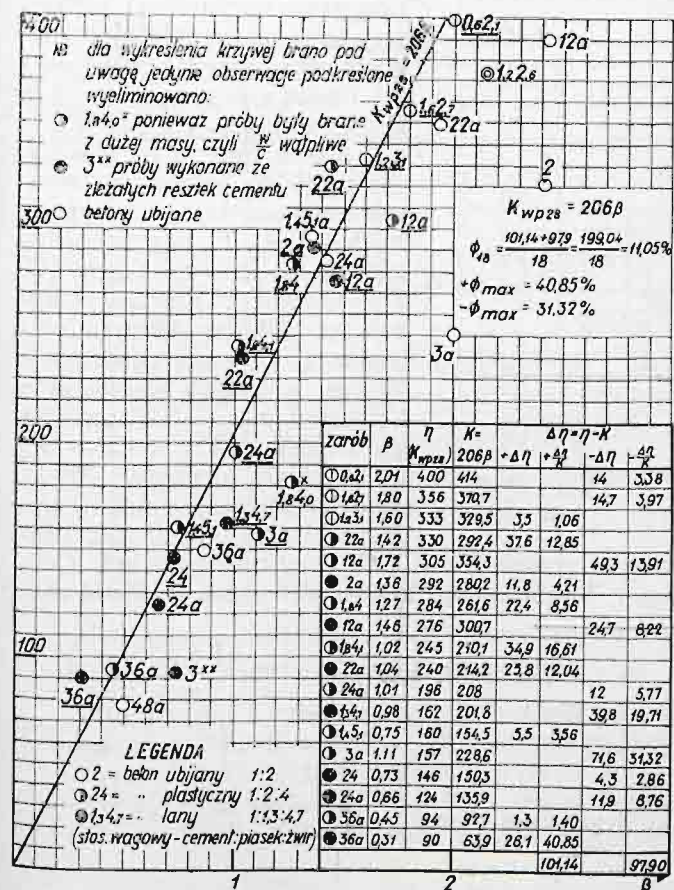
do 0,5, poniżej 0,5 znacznie się rozchodzą. Podobieństwo to jest jednak pozorne, gdyż różnice procentowe na całym obszarze są bardzo znaczne, i w dodatku zmienne co do swego znaku (\pm). Świadczy to o tym, że warunki, w których krzywe te były wyprowadzone, bardzo się między sobą różniły, co uwypukla tem bardziej konieczność sprawdzenia tych wzorów dla polskich cementów i ustalenia, które z tych wzorów w naszych warunkach należy odrzucić.

3. Zbadanie zgodności wzorów z wynikami doświadczeń autora i selekcja najodpowiedniejszego wzoru

W powyższym napisałem wzory w kształcie iloczynu jednej zmiennej $\beta, \varphi, \alpha, \gamma$ i stałej C . Wzory

Tab. 3.

Zależność K_{wp28} od współczynnika $\frac{w}{c}$ wedł. wzoru Bolomeya $K = \beta C_b$ dla cementu C



w tym kształcie wyobrażają proste linie, przechodzące przez początek współrzędnych.

Gdyby wszystkie wzory były równorzędne, wtenczas odchylenia poszczególnych obserwacji tego samego cementu, zbadane kolejno względem każdej z tych prostych $K = \xi C_x$, musiałyby mieć tę samą średnią wielkość. Obliczenie tej wielkości daje nam więc miarę zdatności każdego z tych wzorów do polskich cementów portlandzkich.

Przykład obliczenia tych odchyleń dla cementu C i wzoru Bolomeya podany jest w tabl. 3. Z tablicy tej widzimy poza tem, że ubijane betony wogóle nie poddają się prawu współczynnika $\frac{w}{c}$.

Przyczyną jest zbytnia przypadkowość, która zachodzi przy ręcznym ubijaniu betonu, nawet jeżeli ubijanie to było wykonywane starannie i przez tą samą osobę. Poza tem ma duży wpływ na rozsyпки zleżenie cementu i zwiertzenie w otwartym worku. Wszystkie betony ubijane i betony ze zleżanych lub zwiertzalnych cementów zostały więc odrzucone. Pozostałe obserwacje układają się istotnie bardzo dobrze według prawa $\frac{w}{c}$, jak widzimy

na tabl. 4, zawierającej wykresową zależność wytrzymałości betonów z poszczególnych cementów

od $\frac{w}{c}$ w/g prawa Bolomeya. Widzimy, że w wy-

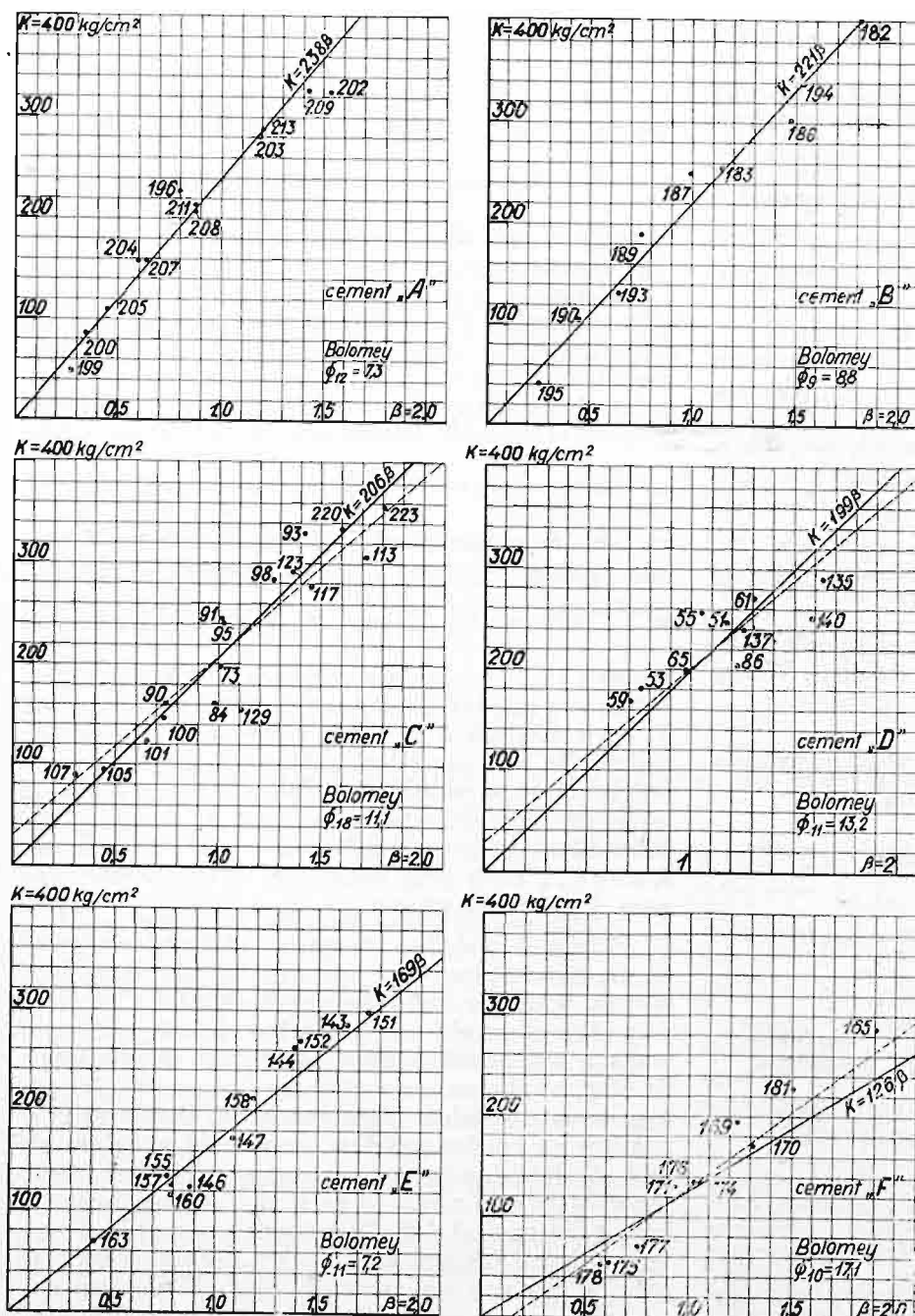
kresach tabl. 4²⁾ proste poszczególnych cementów różnią się między sobą nachyleniem względem osi X, czyli wielkością C. Takie same wykresy sporządziłem dla wzorów Féréta, Abramsa i Grafa (nieprzytoczone), a w tabl. 5 podałem średnią wielkość odchyleń procentowych betonów z 6 badanych cementów względem każdego z 4 wzorów o postaci $K = \xi C_x$, czyli przy założeniu, że wzory przy danem ξ wyrażają proste.

Z tabl. 5 widzimy, że sumy odchyleń przy poszczególnych wzorach bynajmniej nie wypadają równe. Widzimy dalej, że współczynniki C, w tym wypadku charakteryzujące tylko jakość cementu, wahają się u badanych 6 cementów w granicach do 50% względem najwyższego. Oznacza to, że różnice w wytrzymałości poszczególnych zbadanych cementów są bardzo znaczne, co zresztą widzimy na tabl. 1. Różnice te nie wynoszą jednak aż 50%, jakby wynikało z tabl. 5 ze stosunku współczynników ξ dla cem A i F. W betonach o wysokiej wytrzymałości, jakimi są zaprawy normalne tabl. 1, różnice wynoszą np. tylko ok. 30%. Z nierówności odchyleń oraz rozbieżności z wytrzymałościami normowymi wnioskujemy, że wzory nie posiadają równego stopnia ważności przy polskich cementach portlandzkich. A ponieważ żaden z tych wzorów nie daje minimum odchyleń przy w s z y-

²⁾ Wykresy te sporządzone są przy przechowaniu na wilg. powietrzu. Takie same wykresy przy przechowaniu wodnym i powietrznym dały identyczny układ rozsypek. Rezultaty i wnioski obliczone w dalszym ciągu są więc ważne dla każdego sposobu przechowania z uwzględnieniem odpowiednich współczynników zamienności.

Tab. 4.

Zależność K_{wp28} od współczynnika $\frac{w}{c}$ wedł. wzoru Bolomeya $K = \left(\frac{c}{w} - 0,5 \right) C = \beta C_b$ dla cementów A, B, C, D, E, F. Cyfry oznaczają numerację zarobów



stkich badanych cementach, wnioskujemy dalej, że żaden z tych wzorów nie może być stosowany a priori w postaci $K = \xi C_x$, lecz że trzeba do niego wprowadzić korektę. W tabl. 6 podane są te postacie wzorów, przy których odchylenia po korekcie spadłyby do minimum, czyli które najlepiej odpowiadają zrobionym obserwacjom.

Z tabl. 6, oraz tabl. 5 widzimy, że cementom A i B odpowiada najlepiej wzór Bolomeya, C i D wzór Féreta, ale bez większej przewagi nad wzo-

rem Bolomeya, do cementu E wzór Bolomeya i nieco słabiej Abramsa i Grafa, a dopiero do cementu F wzory Abramsa i Grafa. Ponieważ cementy są uszeregowane według swej mocy, można by zaryzykować twierdzenie, że wzór Bolomeya ważny jest głównie dla cementów wysokowartościowych, Féreta dla dobrych cementów zwyczajnych, Grafa i Abramsa dla cementów słabszych, ale na tak categoryczne twierdzenie nie pozwala szczupła ilość zbadanych cementów. W rezultacie jednak wyniki tabl. 5 i 6 wskazują na to, że:

a) wzór Grafa dla naszych cementów jest zupełnie nieodpowiedni, gdyż w ani jednym wypadku nie daje minimum rozsypek, a względnie dobrze nadaje się jedynie do cementów E i F; w dodatku korekta wzoru Grafa możliwa jest tylko przez przekształcenie go w krzywą wyższego stopnia;

b) wzór Féreta daje bardzo podobne rezultaty ze wzorem Bolomeya, prawdopodobnie dlatego, ponieważ Bolomey wogóle opierał się na badaniach Féreta;

c) wzór Abramsa tylko w jednym wypadku dał minimum rozsypek w innych natomiast nie jest stosowalny bez poważnych korekt, które ewentualnie możliwe są przez (zresztą niewygodną) zmianę stałej m , przyjętej w powyższym = 7.

Pozostaje więc wzór Bolomeya jako najodpowiedniejszy dla polskich cementów. Istotnie wzór ten daje w 3 wypadkach (A, B, E) wyraźne minimum, w 2 wypadkach (C, D) prawie minimum rozsypek, a tylko w jednym wypadku (F) się nie zgadza, ale w tym wypadku można albo zachować $a = 0,5$ i napisać go w postaci $K = \beta C_b - K_0$ (p. tabl. 5), przyczem K_0 = doświadczalna cyfra wytrzymałości, albo też zachować postać $K = \beta C_b$ przy zamianie „a”, a zatem i β na inną wartość³⁾. Wtenczas wielkość roz-

³⁾ Dla cementu E byłoby $K = 191 \left(\frac{1}{x} - 0,605 \right)$

„ „ F „ $K = 166 \left(\frac{1}{x} - 0,741 \right)$

przyczem $\frac{1}{x} = \frac{c}{w}$

sypek wraca do normalnych granic. Charakterystyczne jest, że również dla drugiego zdołu słabego cementu E dosyć dobrze nadaje się wzór również w

praktycznie starannej robocie wykazują rezultaty zbyt przypadkowe (duże odchylenia); 2) poszczególne partje badanego cementu muszą mieć mniej

Tabl. 5

Współczynniki C i średnie odchylenia procentowe przy stosowaniu poszczególnych wzorów $K = \xi C_x$

Cement	Ilość betonów	K_{wp} 28				Średnie procentowe odchylenie ϕ n			
		Bolomey	Féret	Graf	Abrams	Bolomey	Féret	Graf	Abrams
A	12	238 β	2110 φ	107 γ	1930 z	7,3	10,5	13,8	17,6
B	9	221 β	2010 φ	96 γ	1720 z	8,8	12,5	17,2	15,4
C	18	206 β	1920 φ	87 γ	1520 z	11,1	10,5	17,6	19,2
D	11	199 β	1880 φ	86 γ	1400 z	13,2	11,8	18,9	16,7
E	11	169 β ; (191 β —20)	1580 φ	72 γ	1220 z	7,2 (7,9)	10,6	8,5	9,6
F	10	126 β ; (166 β —40)	1190 φ	53 γ	890 z	17,1 (8,9)	19,8	11,7	9,4

powyższej postaci (p. tabl. 5). Ponieważ wzór Bolomeya w zmodyfikowanej postaci $K = \beta C_b - K_0$ (przyczem $\beta = \frac{1}{w/c} - 0,5$) zawiera 2 parametry C_b i K_0 , które muszą być ustalone doświadczalnie, należy zrobić teoretycznie dwie (praktycznie naturalnie więcej) obserwacje o wydatnie różniącym się spólc. $\frac{w}{c}$, jeżeli charakterystyka siły wiążącej danego cementu ma być ważna dla całego obszaru możliwych wytrzymałości.

Tabl. 6
Pożądany kształt krzywej K

Cement	Bolomey	Féret	Graf	Abrams
A	βC_b	$\varphi C_f - 30$	krzywa parab.	$z C_a + 50$
B	βC_b	$\varphi C_f - 20$	" "	$z C_a + 45$
C	$\beta C_b + 30$	φC_f	" "	$z C_a + 55$
D	$\beta C_b + 30$	φC	" "	$z C_a + 60$
E	βC_b	$\varphi C_f - 20$	" "	$z C_a + 35$
F	$\beta C_b - 40$	$\varphi C_f - 50$	γC_g	$z C_a$

4. Przepowiadanie 28-dniowej wytrzymałości betonu zapomocą wzoru Bolomeya

Jak wynika z całego dotychczasowego toku rozumowania wzór Bolomeya pozwala na względną dokładność projektowania betonu, o ile są spełnione następujące warunki: 1) betony muszą być dostatecznie ciekłe, gdyż ubijane betony nawet przy

więcej jednakowy wiek, gdyż zleżenie cementu osłabia jego siłę wiązania⁴⁾; 3) wszystkie betony zaprojektowane zapomocą tego samego wzoru muszą być mieszane w ten sam sposób (albo ręcznie, albo maszynowo). Przy zachowaniu tych warunków możliwe jest podanie cyfr co do wielkości możliwych odchyleń rzeczywistości od rachunku.

W tabl. 7 zestawione są ostateczne charakterystyki wytrzymałości poszczególnych cementów zapomocą wzoru Bolomeya, na tabl. 8 rezultaty te naniesione są graficznie. W tabl. 7 podane są ponadto obliczone przeze mnie średnie i maksymalne odchylenia procentowe od znalezionych krzywych. Z tabl. 7 wynika, że:

a) przy tym samym cemencie o praktycznie niezmiennym stopniu zleżenia (cem. A, B, E, F) średnie proc. odchylenia wynoszą $\pm 8\%$ maksymalne proc. odchylenia wynoszą $\pm 20\%$

b) przy tym samym cemencie o zmiennym stopniu zleżenia jaki zachodzi np. na normalnej budowie (cem. C, D⁵⁾)

średnie proc. odchylenia wynoszą $\pm 12\%$ maksymalne proc. odchylenia wynoszą $\pm 30\%$

W tabl. 7 są dalej obliczone średnie cyfrowe współczynniki Bolomeya, a mianowicie:

1) $y_1 = 202 \beta - 20$ dla średniej między cem. A (max.) i F (min.). Krzywa ta nie ma praktycznego znaczenia, gdyż nie reprezentuje całości ba-

⁴⁾ Dr. Grün podaje w „Der Zement”, że cement po roku magazynowania traci do 30% swej siły wiążącej.

⁵⁾ Z tabl. 1 wynika, że cementy A, B, E i F były praktycznie świeże, cementy C, D częściowo świeże, częściowo nieco zleżałe. Ponieważ przy obliczeniu współczynników Bolomeya wyeliminowałem wpływ zwieterzenia cementu, mogę przyjąć, że rezultaty dla cementu C i D obrazują wpływ wahań w jakości cementu na budowie, gdzie cement z reguły krótszy lub dłuższy czas jest magazynowany.

danych cementów, daje natomiast miarę różnic procentowych między skrajnymi polskimi cementami; betony z cementów A i F różnią się od średniej o $\pm 47\%$ przy bardzo słabych betonach (100 kg/cm²), a $\pm 23\%$ przy mocnych betonach (500 kg/cm²). Procenty te są obliczone w tabl. 7.

2) $y_2 = 204 \beta - 10$ dla arytmetycznej średniej z wszystkich cementów (naniesiona na tabl. 8),

3) $y_3 = 210 \beta - 4$ dla arytmetycznej średniej z wszystkich badanych cementów bez cem. F, gdyż cem. F zbyttno odcina się od reszty cementów.

były przy prawie równych współczynnikach $\frac{w}{c} = 0,33$, co odpowiada współczynnikowi Bolomeya $\beta = \frac{1}{0,33} - 0,5 = 2,5$. Dla $\beta = 2,5$ w tabl. 7 obliczone są wytrzymałości $K_{wp\ 28}$; w tejże tablicy są jeszcze raz podane K_{norm} oraz stosunek $\frac{K_{norm}}{K_{wp\ 28}}$.

Stwierdzamy przede wszystkim, że między K_{norm} i $K_{wp\ 28}$ istnieje duże podobieństwo, aczkol-

Tabl. 7
Charakterystyka wytrzymałości cementów zapomocą wzoru Bolomey'a

Cement	$y = K_{wp\ 28} =$	Średnie odchylenie %	max. odchylenie %	$K_{wp\ 28}$ dla $\beta = \left(\frac{1}{w/c} - 0,5 \right) =$						K_{norm} po 28 dn. dla $\beta = 2,5$	$\frac{K_{norm}}{K_{wp\ 28}}$
				0	0,5	1	1,5	2	2,5		
A	$y = 238 \beta$	$\pm 7,3$	+17,5 —21,8	0	119 [147] [1,18]	238 [131] [1,16]	357 [126] [1,15]	476 [124] [1,14]	595 [123] [1,14]	647	1,09
B	$y = 221 \beta$	$\pm 8,8$	+14,8 —27,2	0	110,5	221	331,5	442	552,5	622	1,12
C	$y = 206 \beta$	$\pm 11,1$	+40,9 —31,3	0	103	206	309	412	515	595	1,15
D	$y = 199 \beta$	$\pm 13,2$	+23,2 —21,5	0	99,5	199	298,5	398,5	497,5	577	1,16
E	$y = 191 \beta - 20$	$\pm 7,9$	+18,1 —16,1	-20	75,5 [0,75]	171 [0,83]	266,5 [0,86]	362 [0,87]	457,5 [0,88]	546	1,19
F	$y = 166 \beta - 40$	$\pm 8,9$	+17,6 —16,5	-40	43 [53]	126 [69]	209 [74]	292 [76]	357 [77]	458	1,22
Średnia max. + min. dla 2	$y_1 = 202 \beta - 20$	—	—	-20	81 [100]	182 [100]	283 [100]	384 [100]	485 [100]	—	—
Średnia ze wszyst. cem.	$y_2 = 204 \beta - 10$	AB) $\pm 8,2$ EF) $\pm 12,1$ C,D $\pm 12,1$	+17 —20,5 +32 —26,4	-10	92	194	296	398	500	—	—
Średnia z cem. A, B, C, D i E	$y_3 = 210 \beta - 4$	—	—	-4	101 [1,0]	206 [1,0]	311 [1,0]	416 [1,0]	521 [1,0]	—	—

Cyfry | | są procentami wzgl. odsetkami wartości y_1 wzgl. y_3

Krzywa $y = 210 \beta - 4$ przedstawia średnią jakość polskich cementów. Skrajne, ale poza tem normalne cementy A i E różnią się od tej średniej o $\pm 15\%$ przy wytrzymałości betonów od 180 do 500 kg/cm². Mimochodem zaznaczam tutaj, że podana przez prof. Paszkowskiego średnia wartość $C_b = 250$ dla polskich cementów jest więc za wysoka, gdyż w rzeczywistości wynosi ona zaledwie $C_b = 210$. Pochodzi to stąd, że prof. Paszkowski oparł się w swej pierwotnej pracy na wytrzymałości normalnych zapraw 1 : 3, które, jak zobaczymy w następnym rozdziale, wogóle są sztucznie wygórowane.

5. Krytyka t. zw. wytrzymałości normowej.

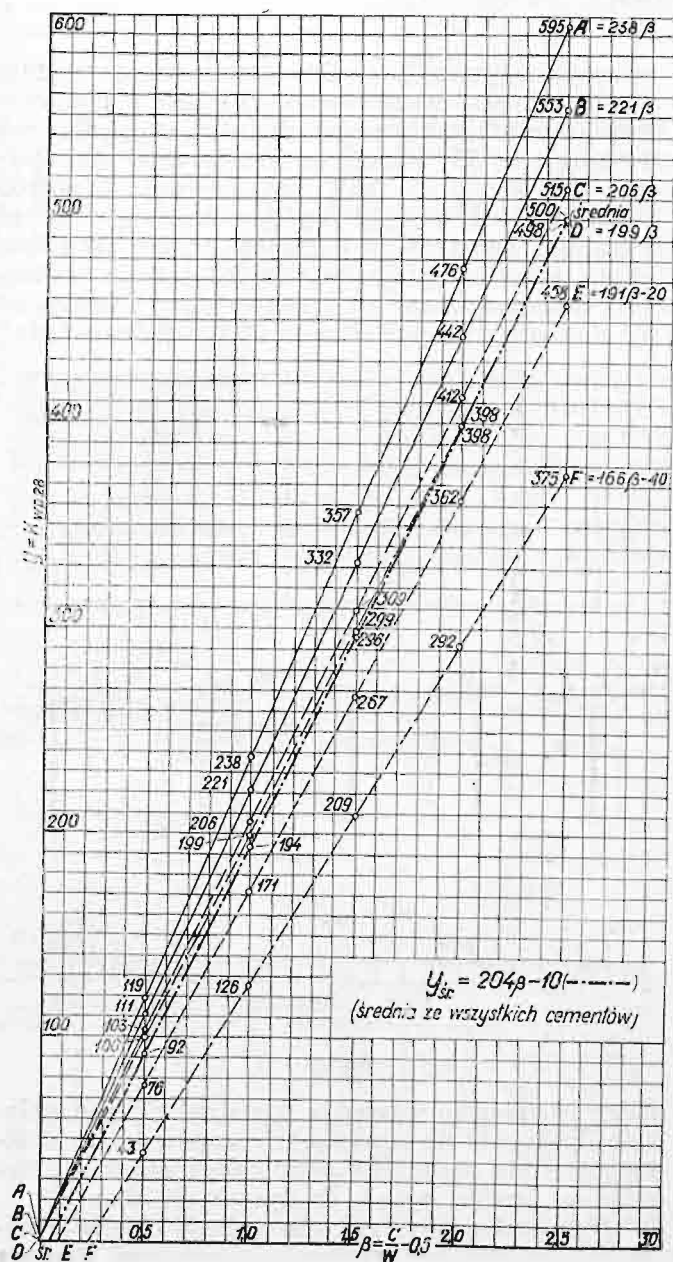
W tabl. 1 podane są wytrzymałości normowe po 28 dniach zapr. 1 : 3 (K_{norm}) wszystkich zbadanych cementów. Wszystkie te wytrzymałości otrzymane

wiek K_{norm} były uzyskane drogą ubijania betonu. Ponieważ ubijanie nastąpiło w tym wypadku zawsze temi samymi aparatami przy określonej sile i ilości uderzeń, ujemny wpływ nierówności ubijania odpadł i rezultaty są między sobą porównalne. Stwierdzamy dalej, że wszędzie $K_{norm} > K_{wp\ 28}$, co może być skutkiem różnych współczynników. Należą do nich: 1) Różnice kształtu próbek, gdyż próbki normowe są kostkami o wym. 7 x 7 x 7 cm, a próbki $K_{wp\ 28}$ są walcami $\varnothing 8$ i wys. 8 cm; współczynnika zamienności wytrzymałości kostek 7 x 7 x 7 na walce $\varnothing 8$ cm nie posiadamy, należy jednak przypuszczać, że wytrzymałości walców będą co najmniej równe wytrzymałości kostek, więc nie to jest przyczyną nadwyżki; 2) różnice w przechowywaniu, gdyż przechowywaniem normowym jest przechowywanie wodne, a nasze walce przechowywane były w wilg. powietrzu, co jak udowodniłem uprzednio powinno odnieść raczej ten skutek, że walce będą

Tabl. 8

Betony plastyczne i lane z cementów A, B, C, D, E, F niezależnych.

Średnia rozsyпка poszczególnych cementów świeżych $\pm 8\%$, magazynowanych $\pm 20\%$; maksym. rozsyпка poszczególnych cementów świeżych $\pm 20\%$, magazynowanych $\pm 30\%$.



mocniejszy od kostek. Te dwa współczynniki odpadają więc i pozostaje: 3) różny stopień zleżenia cementów, gdyż cementy użyte przy próbie normowej były napewno świeższe od cementów nadesłanych do laboratorium oraz 4) mieszanie maszynowe zarobów normalnych, podczas gdy zaroby moje były mieszane ręcznie, aczkolwiek b. starannie i 5) doskonale zgęszczenie betonu młotkiem przy próbie normowej w przeciwieństwie do luźnej struktury moich betonów.

Stąd wniosek, że wytrzymałości normowe są sztucznie wygórowane, i nie mogą służyć jako podstawa do ścisłego projektowania betonów, których wykonanie będzie normalnie raczej zbliżone do mojego. Wreszcie stwierdzamy, że stosunek $\frac{K_{norm}}{K_{wp 28}}$

jest tem większy, im słabszy jest cement^{o)}, wskutek czego przy porównaniu wytrzymałości normowych poszczególnych cementów między sobą cementy słabsze przedstawiają się korzystniej niż istotnie są. Jeżeli ponadto bierzemy pod uwagę, że wytrzymałości betonów z poszczególnych cementów nie są nawet proporcjonalne do współczynnika

$$\beta = \frac{1}{w/c} \quad \text{— } 0,5 \text{ i że słabsze cementy dają niepro-}$$

porcjonalnie słabsze betony (mniejsze o K_0), wtenczas musimy przyjść do przekonania, że normy badania cementów u nas (i zagranicą) dają dla praktyki bezwartościowe wyniki. Prawidłowe badanie normowe powinno być wykonane: 1) zapomocą próbek, służących w praktyce do badania betonów, a więc walców $\varnothing 8$ lub $\varnothing 16$ cm, 2) przy kilku stosunkach w/c celem określenia w s z y s t k i c h współczynników Bolomeya, 3) zapomocą tylko ciekłych betonów, gdyż ubijanie betonów nie jest stosowane w żelbetnictwie, a ubijanie próbek zapomocą aparatu daje zbyt wygórowane pojęcie o wytrzymałości cementów. Rezultaty próby normowej winny być podane nie w postaci cyfr wytrzymałościowych, ale w postaci wzoru Bolomeya w formie $K_n = C\beta - K_0$. Tylko takie dane umożliwią sprawiedliwą ocenę cementów przez inżyniera, na czem zyskałyby niewątpliwie bezpieczeństwo naszych budów i gospodarka społeczna.

^{o)} Progresja ta jest zupełnie prawidłowa nawet dla cementów C i D, z czego wolno wnioskować, że stopień zleżenia cementów C i D w stosunku do A, B, E, F był jednak nieduży.