



PRZEGLĄD TECHNICZNY

CZASOPISMO POŚWIĘCONE SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

WYDAWCA SP. Z O. O. PRZEGLĄD TECHNICZNY

REDAKTORZY INŻ. J. FALKIEWICZ I INŻ. M. THUGUTT

Nr. 26

WARSZAWA, 29 GRUDNIA 1937 R.

Tom LXXVI

S. BRYŁA

624 . 04 : 691 . 7

Nowe przepisy obliczania konstrukcyj stalowych

Przepisy obliczania konstrukcyj stalowych w budownictwie zostały wydane w Polsce przez Ministerstwo Robót Publicznych w roku 1923, a zmienione w r. 1926 i w tej zmienionej formie przetrwały bez zmiany do dnia dzisiejszego. W międzyczasie wydało jedynie Ministerstwo Spraw Wewnętrznych przepisy dotyczące konstrukcyj spawanych w budownictwie, które zresztą uwzględniły same połączenia spawane i wykonanie spawania; zmiany te natomiast nie objęły zupełnie zasad obliczania i projektowania konstrukcyj stalowych w ogóle.

Jednakże rozwój konstrukcyj stalowych w okresie tych jedenastu lat był bardzo duży. Rozwój ten polegał nie tylko na wprowadzeniu spawania, aczkolwiek był to tego postępu i tego rozwoju powód największy. Ponadto pogląd na teoretyczne zasady obliczania uległ ogromnej metamorfozie; jeżeli bowiem do niedawna przy obliczaniu nie wykraczaliśmy zupełnie poza granicę sprężystości materiału stalowego, to dzisiaj przy obliczaniu konstrukcyj statycznie niewyznaczalnych, weszliśmy w zasięg plastyczności materiału, co z jednej strony zbliża nas do rzeczywistego stanu rzeczy, z drugiej pozwala na osiągnięcie znacznych korzyści pod względem ekonomii. Wytworzyły się zatem nowe podstawy obliczania konstrukcyj stalowych.

Powtórę w produkowaniu stali w ogóle, a w Polsce w szczególności, zaszły również zmiany, które musiały znaleźć swój oddźwięk w konstrukcjach stalowych. Zaczęto wytwarzać stale wysokowartościowe o znacznej granicy wytrzymałości i znacznej minimalnej gwarantowanej granicy plastyczności. Wprawdzie przepisy z r. 1926 dawały możliwość zastosowania tych stali na podstawie § 15 pkt. 2, który pozwala na podniesienie naprężeń dopuszczalnych w tym stosunku, w jakim granica plastyczności stwierdzona dla danej stali jest wyższa od 2400 kg/cm². Jednakowoż granicę plastyczności tej wielkości spotykamy

u nas dopiero przy stalach o wyższych wytrzymałościach; zasada ta nie była zatem zgodna z rzeczywistym stanem rzeczy.

Wreszcie w kierunku zwiększenia naprężeń dopuszczalnych działała również coraz bardziej wprowadzana zasada ekonomii konstrukcji, uzasadniona doskonaleniem metod pracy i wykonywania. W konstrukcjach żelazobetonowych podniesiono naprężenia dopuszczalne w przepisach wydanych przez P. K. N. w roku 1934. Tym bardziej należało zastosować to w konstrukcjach stalowych, gdzie gwarantuje się zawsze dane granice, a rzeczywistość daje wyniki znacznie wyższe od gwarantowanych.

Zmodernizowanie przepisów dotyczących konstrukcyj stalowych konieczne było również pod kątem współczynników na wyobczenie i szeregu innych szczegółów. Wreszcie zaś żeliwo, oraz żelazo spawane, o których mówią jeszcze przepisy z r. 1926, są dzisiaj prawie zupełnie nieużywane w budownictwie.

Wszystkie te powody skłoniły Radę Stalową do zainicjowania zmiany obowiązujących przepisów obliczania konstrukcyj stalowych, którą to pracę przeprowadziła Komisja Budownictwa Stalowego P. K. N., działająca w porozumieniu z Radą Stalową.

Praca Komisji przeciągnęła się dość długo, gdyż przede wszystkim musiano uzgodnić z Komisją Hutniczą P. K. N. sprawę gatunków, właściwości i oznaczeń stali. Obecnie jednak ukazują się projekt Komisji w pierwszej postaci. Obejmuje on jedynie zasady obliczania, natomiast zasady wykonania ujęte będą oddzielnie. Projekt ten dotyczy również jedynie konstrukcyj budowlanych, natomiast dla mostów, suwnic, wysokich masztów itd. wydane zostaną przepisy później. Również później ustalone będą propozycje Komisji w sprawie obciążeń konstrukcyj budowlanych, która to rzecz została przydzielona Komisji Budownictwa Stalowego na wspólnym zebraniu przewodniczących komisji budowlanych P. K. N.

Przepisy obliczania konstrukcyj stalowych zatwierdzone przez P. K. N., stające się dziś normą P. K. N., składają się z 10-ciu paragrafów.

Paragraf 1 podaje naprężenia dopuszczalne, normując je, podobnie jak w przepisach dotychczasowych, dla dwóch rodzajów obciążeń. Pierwszy rodzaj obciążenia przewiduje jednostajne działanie ciężaru własnego, obciążenia użytkowego oraz śniegu, a zatem jedynie obciążenia pionowe; drugi rodzaj obciążenia przewiduje natomiast obciążenie objęte pierwszym rodzajem obciążenia, a nadto najniekorzystniejsze działanie wiatru, wpływu zmian temperatury, wpływu sztywnych połączeń w konstrukcjach szkieletowych, oraz ewentualnie innych obciążeń. Zatem przy obliczaniu konstrukcyj szkieletowych należy uwzględnić wpływ sztywnego połączenia, co się daje odczuć specjalnie mocno zwłaszcza w słupach zewnętrznych. Podobnie przeciętnego dachu można nie liczyć na parcie wiatru, ale wtedy przyjmować trzeba naprężenia dopuszczalne niższe. Z reguły warto będzie liczyć na II rodzaj obciążenia.

Jeżeli natomiast konstrukcja obliczana obciążona jest jedynie ciężarami pionowymi według pierwszego rodzaju obciążenia, to jednak można liczyć ją wedle naprężeń dopuszczalnych dla drugiego rodzaju obciążenia, oczywiście z zastosowaniem wszystkich innych paragrafów. Np. belki stropowe można liczyć zatem na naprężenia według drugiego rodzaju naprężenia, ale trzeba przeliczyć przy tym również i strzałkę ugięcia według paragrafu 6.

Na rynku znajduje się dzisiaj przeważnie t. zw. stal (żelazo) w gatunku handlowym, którego wytrzymałość wynosi 3400—4200 kg/cm², jednakowoż własności tej stali nie są kontrolowane i dlatego w normach figuruje pod nazwą stali bez znaku, aczkolwiek w rzeczywistości jest to prawie ten sam materiał, co stal 010 W. Należy podkreślić, że kontrola materiału stalowego jest znacznie ostrzejsza i pewniejsza od kontroli materiału betonowego, gdyż przy stali kontrolowanej wykluczone jest, aby *Q_r* (granica płynności), wzgl. *R_r* (wytrzymałość na rozciąganie) była niższa od przewidzianej, a badanie przeprowadza się dla wszystkich wytopów. Natomiast w konstrukcjach betonowych dopuszczalne jest nawet odrzucenie próby, która daje wyjątkowo niski rezultat, nadto zaś beton na budowie jest zazwyczaj gorszy niż w próbach, tak często z powodu wykonania, a prawie zawsze z powodu warunków, w jakich wiąże i tężyje. Przy stali bez znaku gwarancji powyższej wprawdzie nie ma, ale odchyłka w dół co do wytrzymałości jej zachodzi tylko wyjątkowo i wtedy jest wręcz minimalna (parę procent).

Normy przewidują zastosowanie w konstrukcjach stalowych 4 gatunków stali, a mianowicie: stal bez znaku, stal 010 W, stal 015 W i stal 020 W, przy czym naprężenia dopuszczalne przyjmuje się dla nich wedle tabeli I.

Dla nitów i śrub przewiduje się następujące warunki i naprężenia dopuszczalne według tabeli II.

Stal bez znaku (stal handlowa) jest dzisiaj stosowana w niemal wszystkich konstrukcjach budowlanych, podobnie jak stal 010W stosowana jest w konstrukcjach mostowych.

TABELA I.

Znak stali		Bez znaku	010 W	015 W	020 W				
własności mechaniczne	Wytrz. na rozciąg. <i>R_r</i> w kg/cm ²	nie określają się	3400 do 4200	3700 do 4500	4200 do 5000				
	Gran. płynności <i>Q_r</i> w kg/cm ²		2100	2300	2500				
	Wydłużenie <i>A₁₀</i> w %		25	22	20				
Naprężenia dopuszczalne	Rodzaj obciążeń	I	II	I	II	I	II	I	II
	Zginanie rozciąganie ściskanie	1200	1400	1300	1500	1400	1700	1500	1800
	kg/cm ² Ścinanie	960	1120	1040	1200	1340	1340	1200	1440

TABELA II.

Znak stali		Nity	Śruby surowe	Śruby toczone			
		010 Nt	015 Sr	015 Sr			
Własności mechaniczne	Wytrz. na rozciąg. <i>R_r</i> w kg/cm ²	3400 do 4200	3800 do 5000	3800 do 5000			
	Gran. płynności <i>Q_r</i> w kg/cm ²	nie określa się					
	Wydłużenie <i>A₁₀</i> w %	26	900/ <i>R_r</i>	900/ <i>R_r</i>			
Naprężenia dopuszczalne	Rodzaj obciążeń	I	II	I	II	I	II
	Ciśnienie na ścianki otworów	2400	2880	1500	1800	2200	2640
	Rozciąganie lub wyrwanie główki	—	—	1000	1200	1100	1350
	kg/cm ² Ścinanie	1100	1350	900	1080	1000	1200

W ogóle należy rozróżnić następujące gatunki stali budowlanych:

1) stale węglowe (znaczone W, z wyjątkiem nieznaczonej stali).

2) stale specjalne (znaczone S).

W tabeli I ujęte są cztery gatunki stali węglowych. Podzielić je można również na kategorie: a) gatunków handlowych (stal niekwalifikowana) i b) stale kwalifikowane (znaczone W). O ile jednak stal 010W istnieje na rynku w znacznej ilości i jest do otrzymania za dopłatą 6 zł. za tonnę do zasadniczej ceny, to stal 015W dostarczana była jedynie na specjalne życzenie za dopłatą 13 zł. od tonny, zaś stali 020W u nas się jeszcze nie walcuje, tak, że norma w tej rubryce zrobiona jest pod kątem przeszłości, możliwej, ale jeszcze zupełnie niepewnej.

W grę mogą wejść raczej stale budowlane specjalne, t. j. nie stale węglowe, ale niskostopowe, takie, w których dodatków stopowych jest ilość raczej niewielka. Z dodatków wchodzi tu w grę pod kątem uzyskania wyższych wartości mechanicznych i technologicznych mangan, krzem, chrom, nikiel i molibden, zaś pod kątem rdzoodporności miedź. Stale te posiadają przy tym własności korzystniejsze od stali węglowych nawet wysokowartościowych; wykazują bowiem wyższą zwłaszcza granicę płynności, według której normuje się naprężenie dopuszczalne w budownictwie, nadto są mniej kruche i łatwiej spawalne. Dlatego też, kto wie, czy one raczej nie zajmą miejsca, które w normach P. K. N. a zarazem w tabeli I zajmuje stal węglowa 020W. Ponieważ jednak jeszcze nie są wyrabiane na większą skalę, a częściowo są jeszcze w stadium prób, przeto nie można było objąć ich normami. Jednakowoż uwzględniają je przepisy z góry, pozwalają bowiem w nich dopuścić naprężenia wyższe, dla pierwszego rodzaju obciążenia o 25%, dla drugiego rodzaju obciążenia nawet o 28%, to też w wielu wypadkach trzeba się będzie zastanowić, które materiały zastosować.

Stale wysokowartościowe, których wyrób zdaje się być dzisiaj bliższy, są to stale specjalne (niskostopowe) o wytrzymałości około 5000—6000 kg/cm². Znak ich nie jest jeszcze ustalony; najprawdopodobniej jednak przyjęte będzie oznaczenie S-52 (t. j. „stal specjalna” o wytrzymałości 52 kg/mm²). Będzie ona droższa oczywiście od stali handlowej, natomiast ciężar konstrukcyj z nich wykonanych będzie znacznie mniejszy. Trudno będzie określić z góry cyfrę szczegółową. Wszędzie tam, gdzie w grę wchodzi wyboczenie lub też strzałka ugięcia, korzyści otrzymane ze stali wysoko wartościowej będą mniejsze. Tam natomiast, gdzie czynniki te odgrywają rolę mniejszą, korzyść będzie większa. W ogóle dla ramownic większe, niż dla słupów i belek stropowych.

Natomiast należy wziąć pod uwagę moment inny: wobec pewnego braku żelaza, jest rzeczą wskazaną możliwie wykorzystać rudy, z których wytapia się żelazo. Nie byłoby żadnego sensu ograniczyć zastosowanie stali tam, gdzie ona jest materiałem właściwszym, natomiast wskazane jest możliwe wykorzystanie tego, co mamy, i przejście na produkcję materiałów szlachetnych. Ważne to jest zwłaszcza pod kątem potrzeb państwa, a przede wszystkim potrzeb wojska. I dlatego też wskazane jest, aby stal wysokowartościową, zwłaszcza stale specjalne, możliwie na szeroką skalę wprowadzić w Polsce.

Konstrukcje ze stali wysoko wartościowych posiadają większą lekkość, ale też mniejszą sztywność. Nie trzeba przeceniać znaczenia sztywności, aczkolwiek, jeżeli ma się konstrukcję sztywniejszą z materiału nieco gorszego, albo mniej sztywną z materiału nieco lepszego, przy tej samej cenie, to zazwyczaj padnie wybór na pierwszą z nich, chyba, że w grę wchodzi walory lekkości i smukłości, które niejednokrotnie są bardzo ważne (np. duże hale).

W ogóle przy przeciętnej konstrukcji będzie można uzyskać niekiedy nawet do kilkunastu procent

oszczędności w cenie ogólnej konstrukcji przy zastosowaniu stali specjalnej.

Przepisy pozwalają zastosować stale jeszcze o wyższych wytrzymałościach niż stal 020W, a więc stale specjalne (S) (§ 1 b), przy czym naprężenia dopuszczalne będzie można przyjąć dla nich o tyle wyższe w tym samym stosunku, w jakim wyższa jest granica płynności dla danej stali od takiejże granicy stali 020 W, t. j. 2500 kg/cm². Stal więc, która będzie miała granicę płynności 3000 kg/cm², może otrzymać naprężenie dopuszczalne 1800 kg/cm² (wzgl. 2160 kg/cm²).

Paragraf 2 omawia obliczanie części rozciąganych. Zgodnie z dotychczasowymi przepisami należy oczywiście uwzględnić przekroje netto, czyli po potrąceniu dziur na nity.

Analogiczne postępowanie przepisane jest w następnym paragrafie przy obliczaniu słupów i prętów ściskanych, jednakowoż zmniejszenia tego nie potrzeba uwzględniać przy obliczaniu momentu bezwładności przekroju we wzorach na wyboczenie.

Oba te punkty zgodne są z analogicznymi punktami przepisów dotychczasowych.

Natomiast zmiany widzimy w przepisach obliczania części ściskanych na wyboczenie. Wprowadziona zasada obliczania pozostała ta sama: dla odpowiednich smukłości elementu ściskanego l/i podaje tabela współczynniki wyboczenia (współczynniki zmniejszające) β , podobnie jak w przepisach dotychczasowych i podobnie, jak widzimy to w przepisach innych państw europejskich, wydanych w ostatnim czasie. Jednakowoż współczynniki te są inne niż dotychczas, są mianowicie wyższe zwłaszcza dla mniejszych smukłości, t. j. do granicy, od której ważny jest wzór *Eulera*. Tym samym wysoce niekorzystne współczynniki używane dotychczas ulegają zmianie zgodnie z tym co widzimy i w innych państwach europejskich.

Współczynniki β według nowych przepisów wyższe są od dotychczasowych w myśl powyższego, aż

do smukłości $\frac{l}{i} = 100$.

Poniżej zestawione są współczynniki β według przepisów dotychczasowych i według nowej normy.

$\frac{l}{i}$	Współczynnik zmniejszający β		$\frac{l}{i}$	Współczynnik zmniejszający β	
	według dotychczasow. przepisów	według nowej normy		według dotychczasow. przepisów	według nowej normy
5	0,88	0,98	55	0,68	0,79
10	0,85	0,97	60	0,66	0,77
15	0,83	0,96	65	0,64	0,74
20	0,81	0,94	70	0,62	0,71
25	0,79	0,93	75	0,60	0,67
30	0,77	0,91	80	0,58	0,64
35	0,75	0,89	85	0,56	0,61
40	0,73	0,87	90	0,54	0,57
45	0,72	0,85	95	0,52	0,54
50	0,70	0,82	100	0,50	0,50

Powyżej granicy $\frac{l}{i} = 100$ współczynniki wedle dotychczasowych przepisów i według norm nowych są niemal identyczne.

Długość wolną (wyboczeniową) l — należy przyjmować równą:

0,8 L — dla słupów o wszechstronnym utwierdzeniu obu końców,

1,0 L — dla słupów przytrzymanych przegiębnie na obu końcach.

W częściach kratownic długość wolną przyjmuje się jak następuje:

Element	W płaszczyźnie kraty	Prostopadle do płaszczyzny kraty
Pasy nieuszytwn. poprzecznie (wiatrownicami)	0,8 L	Należy przeliczyć dla każdego wypadku
Pasy uszytwnione poprzecznie	0,8 L	0,9 $L - L^1$
Pręty kratownicy	0,8 $L - L^1$	L

Długość teoretyczną L przyjmuje się równą odległości od osi do osi stężeń poprzecznych lub dźwigarów uszytwniających poprzecznie dany element. Jeśli pręt ściskany osadzony jest na płycie, wówczas długość L należy liczyć od górnej powierzchni płyty.

Zupełnie inaczej niż w dawnych przepisach ujęty jest dział omawiający obliczanie prętów (i słupów) ściskanych o przekroju złożonym. Dotychczas pręty takie obliczane były tak samo, jak pręty lite, lub też łączone na całej długości, a odległość przewiązek ujęta była jedynie w ten sposób, że „pewność przeciw wyboczeniu każdej części z osobna między łącznikami miała być conajmniej dwukrotnie większa od pewności na wyboczenie całego słupa na całkowitej długości”. Przepisy wprowadzone pozwalają na obliczenie odległości przewiązek w sposób ściślejszy, jednakowoż nie precyzowały w jaki sposób to obliczenie miało być przeprowadzone. Nie zwracano natomiast uwagi na to, że pręt taki o przekroju złożonym jest na wyboczenie mniej wytrzymały, niż pręt lity lub łączony na całej długości. Obecne przepisy ujmują punkt ten w sposób następujący:

Zespół współpracujących elementów niezwiązanych z sobą na całej długości, a jedynie połączonych w odstępach l_1 przewiązkami, lub kratą należy obliczać jak pręty o przekroju jednolitym j. w., lecz o długości na wyboczenie względem osi $y-y$

$$l_y = \gamma l;$$

l oznacza tu długość teoretyczną, a więc niezredukowaną w myśl tabelki wyżej podanej. We wzorze tym

$$\gamma = \sqrt{1 + \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_y}\right)^2}$$

jest współczynnikiem zwiększającym, przy czym

¹⁾ Zależnie od stopnia utwierdzenia, naprz. od wielkości blachy węzłowej.

$$\alpha_1 = \frac{l_1}{i_1} =$$

odstęp między przewiązkami
promień bezwładn. pojedynczego elementu

$$\alpha_y = \frac{l}{i_y} =$$

teoretyczna długość całego pręta
promień bezwładn. całego przekr. wzgl. osi $y-y$

Odstęp między przewiązkami należy tak dobrać, by $\alpha_1 < \alpha_y$ oraz $\alpha_1 \leq 50$.

Pobieżne zanalizowanie powyższych wzorów, uzasadnionych zresztą zupełnie teoretycznie, aczkolwiek nieco (nieznacznie) komplikujących obliczenie, prowadzi do następujących wniosków:

Pręty złożone i wiązane przewiązkami lub kratą posiadać będą mniejszą nośność obliczeniową, niż pręty lite lub łączone na całej długości. Różnica ta odbija się specjalnie wtedy, gdy odległość między elementami, z których złożony jest taki przekrój, jest nieznaczna, oraz, gdy odstęp przewiązek jest raczej duży. Dla odległości między przewiązkami l_1 równej około 30 i_1 , różnica będzie stosunkowo nieznaczna (ok. 5 do 7%). Wzrastać jednakowoż będzie dla większych odstępów niekiedy

prawie do 20% (dla smukłości $\frac{l}{i}$ równającej się około 50. W ogóle γ w swoich skrajnych wartościach może wahać się od 1 do 1,41.

Przepisy faworyzują w tym punkcie zatem takie słupy, w których odległości przewiązek od siebie są małe.

Wedle dotychczasowych przepisów nie było różnicy między słupami pełnymi, a słupami skratowanymi. Zato współczynniki wyboczeniowe były aż do $\frac{l}{i} = 100$ mniej korzystne. W porównaniu zatem z dotychczasowymi przepisami pręty i słupy złożone będą obecnie niekiedy lżejsze, a niekiedy cięższe.

W dalszym ciągu paragraf 3 zajmuje się słupami i prętami ściskanyymi mimoosiowo, przy których należy wyznaczyć naprężenie złożone, wywołane obciążeniem i momentem zginającym. Przepisy podkreślają, że ustęp ten dotyczy nie tylko słupów, ale też krzyżulców i przekątni kratownic przytwierdzonych mimoosiowo. Należą tu np. krzyżulce złożone z jednego profilu, przynitowane do blach węzłowych jednostronnie. W konstrukcjach spawanych można nawet profil pojedynczy przytwierdzić osiowo, wycinając go odpowiednio i zakładając na pionową część pasy. I tu więc są połączenia spawane korzystniejsze od nitowanych. Przepisy polecają nawet, przy tak jednostronnie przytwierdzonych prętach, uwzględnić wygięcie tych prętów, powstające na skutek mimoosiowego przytwierdzenia. W ogóle zatem nie będzie sensu — i szluznie — wykonywać belki kratowe z krzyżulcami przytwierdzonymi jednostronnie.

W konstrukcjach szkieletowych mamy zazwyczaj utwierdzenie sztywne belek do słupów; przepisy polecają utwierdzenie to uwzględnić w obliczeniu. Szczegółowsze wytyczne dotyczące obliczenia konstrukcji szkieletowej będą podane w innej normie, mianowicie w normie obciążeń i zasad obliczenia,

którą to normą, wspólną dla wszystkich rodzajów konstrukcyj inżynierskich, zajmie się również Komisja Budownictwa Stalowego P. K. N. w myśl uchwały Rady Komisji Budowlanych P. K. N.

Również ostatni ustęp § 3 — dotyczy przeważnie konstrukcyj szkieletowych. Pozwala on mianowicie styki słupów pracujących wyłącznie na ściskanie, wykonanych dokładnie i z zastosowaniem frezowania kształtówek słupowych, obliczać na połowę siły osiowej słupa. Trzony słupów można połączyć z płytami stopowymi, względnie głowicowymi, wyłącznie na ściskanie, obliczając połączenie na czwartą część siły osiowej słupa, o ile powierzchnie styku dzięki sfrezowaniu i dokładnemu wykonaniu dają gwarancję bezpośredniego docisku.

Wiadomo, że belka zginana nie usztywniona poprzecznie, narażona jest w swej części ściskanej na wyboczenie poprzeczne (zwichrzenie). Dotychczasowe przepisy nie ujmowały tego. Przepisy obecne natomiast wprowadzają dla tego rodzaju belek zmniejszenie naprężenia dopuszczalnego, zresztą nieznaczące (§ 4). § 5 omawia obliczanie rozpiętości i utwierdzenia belek. W stosunku do przepisów dotychczasowych wprowadza on tę zmianę, że dla belek leżących na murze należy przyjmować za rozpiętość obliczeniową ich rozpiętość w świetle l_0 , a nie jak dotychczas $1,05 l_0$, co miało bardzo małe znaczenie, a było jednak bardzo niewygodne w obliczeniach. Również przepisy nowe określają, że na utwierdzenie belki w ścianie można liczyć, gdy nacisk P muru leżącego nad wpuszczoną częścią belki

czyni zadość warunkowi $P = \frac{3M}{a}$; M oznacza

tutaj moment zamocowania (utwierdzenia) odpowiadający najniekorzystniejszemu obciążeniu belki, P nacisk muru leżącego nad wpuszczoną częścią belki o długości a .

Belki stalowe, (podobnie jak i drewniane) należy obliczać w domach mieszkalnych na ugięcie. Jest to czynnik, który ma swoje znaczenie częściowo wy-

trzymałościowe, częściowo raczej optyczne, chodzi bowiem też o to, by z powodu zbyt dużego ugięcia nie występowały w sufitach pęknięcia. Ten czynnik zależy głównie zresztą od obciążenia ruchomego, mniej od własnego. Przepisy pozwalają, by strzałka ugięcia belek wolnopodpartych wynosiła najwyżej 1/400 objętości. Przepis ten ma automatycznie znacznie mniejsze zastosowanie w budynkach szkieletowych, gdzie belek wolnopodpartych prawie, że się nie stosuje.

Następne paragrafy mają znaczenie mniejsze i obejmują one naprężenia dodatkowe, zmiany temperatury i współczynnik sprężystości.

Dopiero w § 10 widzimy ważny moment, mianowicie usankcjonowanie obliczenia belek statycznie niewyznaczalnych przy pomocy t. zw. teorii plastyczności materiału. Teoria ta zagranicą już szeroko stosowana, w Polsce jest prawie nieznaną i nie poruszana w pismach poza artykułami prof. *Hubera* i moimi; nie tylko zaś jest uzasadniona doświadczeniami ale nadto daje możliwość znacznych oszczędności.

Paragraf ostatni dotyczy stali już używanej w zastosowaniu do celów budowlanych. Jest on już właściwie normą P. N./B 640. Wprowadza on naprężenie dopuszczalne dla stali, materiału poprzednio używanego, w wysokości nie większej jak 600 kg/cm², przy czym najmniejszy rzeczywisty przekrój nie może być po usunięciu rdzy mniejszy, niż 80% przekroju pierwotnego.

Jak widać z tego zestawienia, nowe przepisy zmodernizowały w znacznym stopniu zasady obliczania konstrukcyj stalowych. Dotyczy to tak uwzględnienia materiałów, jakie przychodzą na rynek, jakoteż i sposobów obliczania. Są one od dotychczasowych nieco śmielsze, uwzględniają jednakowo w całości postęp nauk inżynierskich i dlatego z pewnością przyczynią się do rozwoju sztuki inżyniersko-budowlanej w Polsce.

Inż. E. TERLECKI

553.3:669.1

Aglomeracja rudy i jej korzyści^{*)}

Pobieżne zestawienie ilości posiadanych w kraju miałkich rud żelaznych.

Produkcja aglomeratu w czasach normalnych winna opierać się na rozchodowaniu ok. 60% biednych rud krajowych z dodatkiem ok. 40% bogatych i b. tanich koncentratów skandynawskich lub wpałków pirytowych włoskich. Dopiero, kiedy z różnych względów tworzyw tych z zagranicy sprowadzić się nie da — produkcję spiekalni oprzemy na własnych tworzywach krajowych.

Krajowa produkcja miałkich tworzyw potrzebnych do prowadzenia spiekalni o produkcji do 350 t/24 godz. (dla ok. 400 t/24 surówki), przedstawia się w stosunku miesięcznym następująco:

Piryków w obecnej chwili produkujemy przeszło 5000 t miesięcznie (kopalnia *Staszyc*), z czego otrzymuje się 2500 t wpałków pirytowych (ilość obecnie wydobywanych piryków stale jest zwiększana)

Wpałki pirytowe, pochodzące z piryków z kopalni *Staszyc*, są w gatunku najlepszym, gdyż obok wysokiej, bo aż 67% zawartości Fe, zawierają tylko znikome ilości szkodliwych domieszek 0,04% Cu, 0,015% P, 0,08% Zn, 0,13% Mn; As i Pb nie zawierają wcale^{*)}.

Poza tym posiadamy zapas wpałków pirytowych zmagazynowanych w starych hałdach wewnątrz kraju, liczący ok. 500 000 t. Wartość tych wpałków jest o tyle niższa, że zawierają one 0,9% Cu.

^{*)} Ref. wygłoszony w Kole Metalurgów w Starachowicach w 1936 r.

^{*)} Zawierają b. mało SiO (0,5—1,0%).