

CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE.

Rocznik XXVII.

Lwów, dnia 25 lipca 1909.

Nr. 14.

TREŚĆ: Inż. M. Jasiński: O obliczaniu wymiarów belek żelazno-betonowych systemu Hennebique'a zapomocą tablic wykreslnych w budownictwie lądowem. — Inż. Dr. Marceł Marciński: Wydajność betonu (Dokończenie). — Inż. M. Engeniusz Lyssy: O granicy prędkości jazdy (Ciąg dalszy). — Sprawozdania z literatury technicznej. — Rozmaitości.

O obliczaniu wymiarów belek żelazno-betonowych systemu Hennebique'a zapomocą tablic wykreslnych w budownictwie lądowem.

Obliczenie płyt żelazno-betonowych, opatrzonych żebrami (systemu Hennebique'a), wymaga użycia dość skomplikowanych wzorów, tak, że w pewnych przypadkach, — zwłaszcza, gdy chodzi o pierwsze zorientowanie się i gdy zatem nie jest wymagana zbyt wielka ścisłość w obliczeniu — wielką wartość mogą mieć dla konstruktora tablice wykreslne. Przez zastosowanie takich tablic, unika się rozwlekłego rachunku, oszczędza się na czasie, zyskuje się jasny pogląd na stosunek, w jakim pozostają wymiary belki do wielkości sił zewnętrznych na nią działających, a wreszcie zyskuje się możność oceniaenia w jednej chwili, jaki typ przekroju belki jest w danych warunkach najkorzystniejszy. Z powyżej przytoczonych względów postawiłem sobie zadanie ułożenia takich tablic wykreslnych do obliczania wymiarów belek Hennebique'a w budownictwie lądowem i to z uwzględnieniem austriackich przepisów, wydanych dla konstrukcji żelazno-betonowych, rozporządzeniem Ministerstwa spraw wewnętrznych z d. 15 listopada 1907, l. 37295.

Zrozumienie układu tych tablic, które do niniejszej pracy dołączam, jest możliwe jedynie na podstawie dokładnej znajomości rachunkowego sposobu obliczenia belek Hennebique'a; dlatego też poniżej przeprowadzam ten sposób obliczenia, przyczem — dla uniknięcia rozwlekłości, — nie wdaję się wcale w mniej ważne szczegóły.

Podobnie jak belki z jednorodnego materiału — oblicza się belki żelazno-betonowe wogóle na podstawie przyjęcia, że przekroje belki płaszczyznami, prostopadłymi do jej osi, pozostają po ugięciu belki nadal płaskimi, czyli, że wydłużenia, względnie skrócenia poszczególnych włókien belki, wywołane ugięciem, są wprost proporcjonalne do odstępu tych włókien od osi obojętnej przekroju belki.

Niech na rysunku 1, przedstawia figura A, B, C, D, E, F, G, H przekrój belki, — linia prosta PR , płaszczyznę tego przekroju w rzucie bocznym, — zaś linia prosta $P'R'$, zmienione położenie tego przekroju po ugięciu belki, — to w takim razie długości odcinków prostych PP', RR' itd. poprowadzonych normalnie do płaszczyzny PR , aż do przecięcia się z płaszczyzną $P'R'$, przedstawiają nam wielkości skróceń, względnie wydłużeń poszczególnych włókien belki wskutek ugięcia. — Powyższe wydłużenia i skrócenia ugięcia we włóknach belki nateżenia ciągnące,

a względnie cisnące — o różnej wielkości — zależnie od tego, o ile dane włókno wydłużyło się

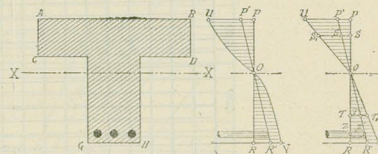


Fig. 1.

albo skróciło. Odcinając w poszczególnych punktach płaszczyzny PR w przekroju belki, w kierunku normalnym do tej płaszczyzny odpowiadające wielkości nateżeń, otrzymamy powierzchnię UOV , której rzędne przedstawiają nam rozdział nateżeń, wywołanych w materiale betonu ugięciem belki. Ponieważ współczynnik sprężystości betonu nie jest ilością stałą, więc nateżenia w materiale betonu nie są proporcjonalne do wydłużeń względnie skróceń poszczególnych włókien belki i wobec tego powyższa powierzchnia rozdziału nateżeń nie jest płaszczyzną, ale jest powierzchnią krzywą. W celu uniknięcia zawiłych rachunków przyjmuję się jednak zazwyczaj w obliczeniu, że powierzchnia ta składa się z dwu płaszczyzn o różnym nachyleniu do osi obojętnej belki, które na rysunku 1 przedstawiają się jako dwie linie proste OU i OV . — Z przyjęciem powierzchni rozdziału nateżeń, jako złożonej z dwu płaszczyzn, jest bezpośrednio związane inne jeszcze przyjęcie, a mianowicie, że zarówno współczynnik sprężystości betonu na ciśnienie, jak i współczynnik sprężystości betonu na ciągnięcie, są ilościami stałymi.

Wobec tego możemy posługując się oznaczeniami, znajdującymi się na figurze 1, ustawić równania:

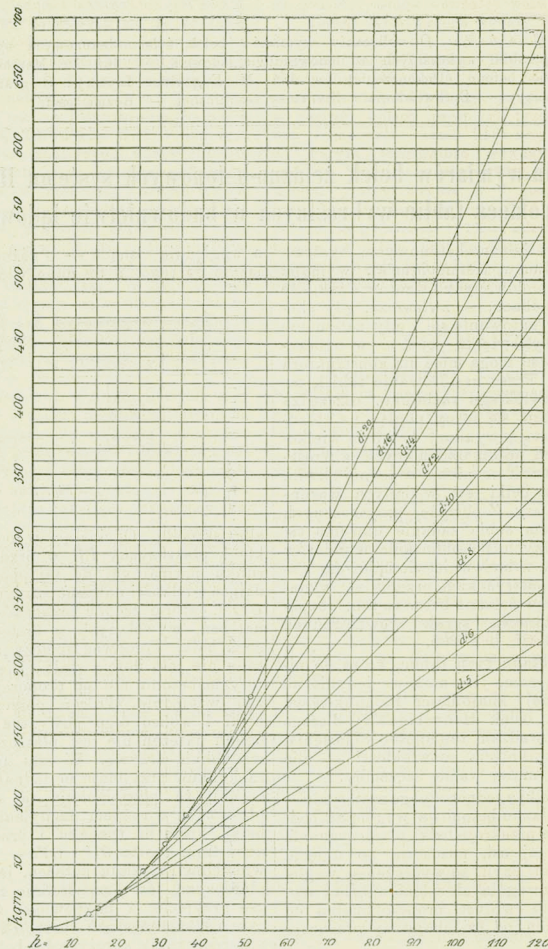
$$\frac{PP'}{PU_1} = \frac{SS'}{SS_1} = \dots = \frac{1}{E_{bd}} \quad \text{dla górnej części}$$

przekroju i $\frac{TT'}{TT_1} = \frac{RR'}{RV_1} = \dots = \frac{1}{E_{bc}}$ dla jego dolnej części — przyczem E_{bd} oznacza współczynnik sprężystości betonu na ciśnienie, zaś E_{bc} współczynnik sprężystości betonu na ciągnięcie.

Z równań tych moglibyśmy, gdybyśmy znali wielkość przesunięcia jakiegoś punktu (np. punktu P) wywołanego ugięciem, — wyznaczyć powstałe wskutek ugięcia nateżenie w tym punkcie, mnożąc wielkość przesunięcia PP' przez współczynnik sprężystości. Jeżeli zatem oznaczymy

Według przepisów austriackich, należy współczynnik sprężystości betonu na ciśnienie przyjmować $E_{bd}=140\,000\text{ kg/cm}^2$, współczynnik sprężystości dla betonu na ciągnięcie: $E_{bz}=56\,000\text{ kg/cm}^2=0.4 E_{bd}$, a wreszcie dla żelaza na ciągnięcie $E_{cz}=2\,100\,000\text{ kg/cm}^2=15 E_{bd}$.

Tabl. 1. Obliczenie wymiarów belki $v'=40\text{ kg/cm}^2$, $v_c=950\text{ kg/cm}^2$.



przez v' nateżenie cisnące w betonie to $v' = \overline{PP'} E_{bd}$. Podobnie nateżenie ciągnące w dowolnym punkcie T poniżej osi objętnej $v'' = \overline{TT'} E_{bz}$.

W ten sam sposób można wyrazić wielkość nateżenia ciągnącego we wkładce żelaznej (które oznaczymy przez v_c), mnożąc wielkość wydłużenia wkładki (ZZ') przez współczynnik sprężystości żelaza na ciągnięcie, który oznaczymy przez E_{cz} , a więc:

$$v_c = \overline{ZZ'} E_{cz}.$$

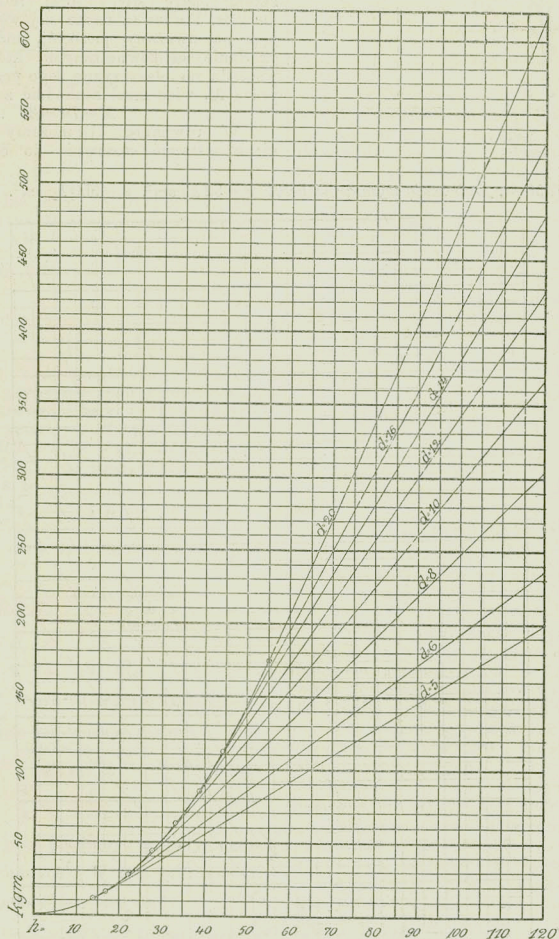
Zajmijmy się teraz sprawą obliczenia nateżeń, jakie powstają w belce żelazno-betonowej uważanego systemu, wskutek działania sił zewnętrznych.

Wedle przepisów austriackich obliczenie nateżeń cisnących w betonie i ciągnących we wkładce żelaznej, ma być przeprowadzane na podstawie założenia, że beton nie pracuje wcale na ciągnięcie. Również na podstawie tego samego przyjęcia, oblicza się w konsekwencji, — mając dane największe nateżenia dopuszczalne betonu i że-

laza — wymiary belki i wielkość przekroju wkładki żelaznej. Uzasadnienia powyższego przepisu należy się dopatrywać głównie w tej okolicy,

od tego, który z obydwu powyższych przypadków zachodzi, przeprowadza się obliczenie dwoma nieco odmiennymi sposobami.

Tabl. 2. Obliczenie wymiarów belki $v'=36 \text{ kg/cm}^2$, $v_s=950 \text{ kg/cm}^2$.



że w materiale betonu powstają z różnych powodów, np. wskutek wadliwego wykonania, zbyt szybkiego wysychania itd. pęknięcia, wskutek których beton już nie jest w stanie przenosić nateżeń ciągnących.

Przystępując już do szczegółów obliczenia belek Hennebique'a, musimy wziąć pod uwagę dwa różne przypadki co do położenia osi obojętnej. Oś ta, oznaczona na rys. 2 i 3 przez xx , może mianowicie albo a) leżeć powyżej dolnej krawędzi płytowatej części belki t. j. wpadać w płytę (fig. 2), albo też b) leżeć poniżej tej krawędzi t. j. przecinać żebro belki (fig. 3). Zależnie

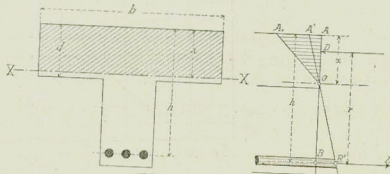


Fig. 2.

Weźmy pod uwagę najpierw przypadek pierwszy t. j., gdy oś obojętna leży powyżej dolnej krawędzi płyty.

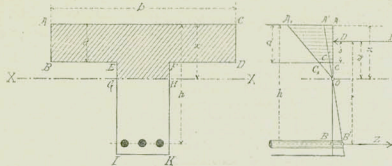


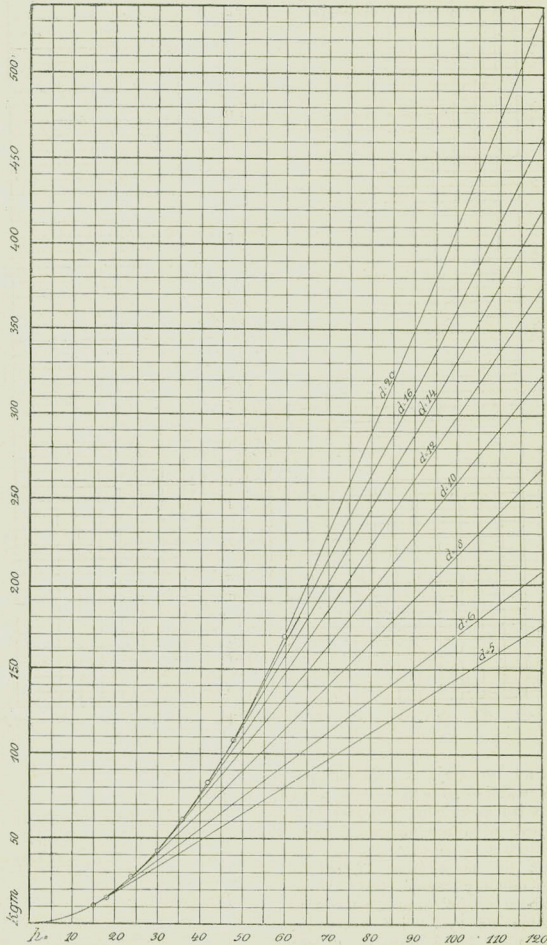
Fig. 3.

D siłą wypadkową ze wszystkich nateżeń cisa-nych w materiale betonu, a wreszcie r odległość punktów zaczepienia sił Z i D , to ponieważ dla równowagi musi być suma nateżeń cisa-nych równa sumie nateżeń ciągnących w przekroju, więc obie siły Z i D muszą być sobie równe i stanowią zatem „parę sił”, której moment równa się $Dr = Zr$. Ponieważ nadto siły wewnętrzne, działające na uważany przekrój, muszą równoważyć działanie sił zewnętrznych, których moment ze względu na płaszczyznę tego przekroju nazwijmy przez M , więc musi zachodzić związek:

$$M = Dr = Zr \dots 1)$$

W równaniu 1) możemy zamiast ramienia r wstawić stosownie do oznaczeń na figu-

Tabl. 3. Obliczenie wymiarów belki $v' = 32 \text{ kg/cm}^2$, $v_e = 950 \text{ kg/cm}^2$.



Jeżeli Z oznacza siłę ciągnącą, która wskutek ugięcia powstaje we wkładce żelaznej, zaś

rzecz 2

$$r = h - \frac{x}{3}, \text{ więc:}$$

$$M = D \left(h - \frac{x}{3} \right) = Z \left(h - \frac{x}{3} \right) \text{ skąd wynika:}$$

$$Z = D = \frac{M}{h - \frac{x}{3}} \quad 2)$$

Jeżeli przez F_e oznaczymy powierzchnię przekroju wkładki żelaznej, pomieszczonej w jednym żebrze, to $Z = v_e \cdot F_e$.

Podstawivszy wartość tę w równaniu 2) otrzymamy: $v_e \cdot F_e = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$, a stąd:

$$v_e = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3} \right) F_e} \quad 3)$$

Z fig. 2 wynika dalej, że $D = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot v'$; wstawiając tę wartość na D w równanie 2) otrzymujemy: $\frac{1}{2} b \cdot x \cdot v' = \frac{M}{h - \frac{x}{3}}$, a zatem:

$$v' = \frac{2M}{b \cdot x \left(h - \frac{x}{3} \right)} \quad 4)$$

Z wzorów 3) i 4) mogliśmyby wyznaczyć wartości v_e i v' , gdybyśmy znali odstęp osi obrotowej od górnej krawędzi belki tj. x ; musimy zatem odstęp ten wyznaczyć. W tym celu użyjemy proporcji $AA' : BB' = x : (h - x)$, która wynika wprost z fig. 2. Z tego, co powiedziało się powyżej, wiemy jednak że

$$\frac{AA'}{E_{bd}} = \frac{AA_1}{E_{bd}} = \frac{v'}{E_{bd}} \text{ i } \frac{BB'}{E_{cs}} = \frac{v_e}{E_{cs}}$$

Wstawmy te dwie wartości do powyższej proporcji to

$$\frac{v'}{E_{bd}} : \frac{v_e}{E_{cs}} = x : (h - x),$$

czyli

$$\frac{v'}{v_e} \cdot \frac{E_{cs}}{E_{bd}} = \frac{x}{h - x}$$

Stosunek $\frac{E_{cs}}{E_{bd}}$ bywa zazwyczaj oznaczany literą n . Jest on, jak już wiemy, równy

$$\frac{E_{cs}}{E_{bd}} = n = \frac{2100000}{1400000} = 1,5, \text{ więc:}$$

$$\frac{v'}{v_e} n = \frac{x}{h - x}$$

Stosunek $\frac{v'}{v_e}$ jako nieznan, musimy wyrazić zapomoć ilości znanych. W tym celu zważmy,

że $D = Z = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot v' = F_e \cdot v_e$, a stąd: $\frac{v'}{v_e} = \frac{2 F_e}{b \cdot x}$.

Wstawiając tę wartość w ostatnie równanie, otrzymujemy związek: $\frac{2 F_e}{b \cdot x} n = \frac{x}{h - x}$, z którego już teraz możemy x wyrazić zapomoć samych ilości znanych. Po uwolnieniu od ułamków i uporządkowaniu będzie

$$b x^2 + 2 F_e n \cdot x = 2 F_e \cdot n \cdot h,$$

skąd:

$$x = \frac{F_e \cdot n}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b h}{F_e \cdot n}} - 1 \right) \quad 5)$$

Podstawiając w ten sposób obliczoną wartość x w równanie 3) i 4), otrzymamy szukane wielkości natężeń v' i v_e .

Jeżeli teraz mamy dane zadanie odwrotne względem powyżej rozwiązanego, t. j. jeżeli mamy

dla danych największych natężeń dopuszczalnych dla żelaza i betonu i dla danego momentu sił zewnętrznych, obliczyć wymiary belki — to postępujemy w następujący sposób:

W równanie $D = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3} \right)}$ wstawiamy

$$D = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot v' \text{ to}$$

$$\frac{1}{2} b \cdot x \cdot v' = \frac{M}{h - \frac{x}{3}} \quad 6)$$

Z równania tego mogliśmyby mając dane b , wyrazić h , gdyby w niem oprócz h nie było jeszcze drugiej ilości niewiadomej tj. x . Tę drugą niewiadomą musimy zatem wyeliminować

W tym celu użyjemy wyprowadzonego powyżej równania: $\frac{v'}{v_e} n = \frac{x}{h - x}$, skąd

$$x = \frac{n \cdot v'}{n \cdot v' + v_e} h \quad 7)$$

Wstawmy tę wartość na x z równania 7) do równania 6), to otrzymamy związek

$$3 b \cdot h^2 \frac{n \cdot v'^2}{n \cdot v' + v_e} - b h^2 \left(\frac{n \cdot v'}{n \cdot v' + v_e} \right)^2 v' = 6 M,$$

z którego

$$h = \frac{n \cdot v' + v_e}{n \cdot v'} \sqrt{\frac{6 M \cdot n}{b (2 n \cdot v' + 3 v_e)}} \quad 8)$$

albo też

$$h = C \cdot \sqrt{\frac{M}{b}},$$

gdzie

$$C = \frac{n \cdot v' + v_e}{n \cdot v'} \sqrt{\frac{6 n}{2 n \cdot v' + 3 v_e}}$$

Dla przyjętych natężeń v_e i v_e ilość C jest stałą, a zatem wysokość h belki zależy jedynie od momentu i przyjętej szerokości płyty.

Przepisy austriackie przyjmują dla belek żelazno-betonowych, używanych w budownictwie lądowym, a pracujących na zginanie, różne natężenia dopuszczalne dla betonu i żelaza, stosownie do jakości tych materiałów, a w szczególności:

Dla betonu gdy stosunek objętości cementu (użytego do mieszaniny), do sumy objętości piasku i szutru wynosi 1:3; gdy stosunek ten równa się: 1:4, to $v' = 36 \text{ kg/cm}^2$, a gdy wreszcie stosunek ten wynosi 1:5, to $v' = 32 \text{ kg/cm}^2$.

Dla żelaza zlewnego wynosi natężenie dopuszczalne na ciągnięcie 950 kg/cm^2 , zaś dla żelaza spawalnego (kujnego) 850 kg/cm^2 .

Kombinując powyższe natężenia dopuszczalne dla betonu i żelaza parami, otrzymujemy następujących 6 grup natężeń

1. $v' = 40 \text{ kg/cm}^2$, $v_e = 950 \text{ kg/cm}^2$;
2. $v' = 36 \text{ kg/cm}^2$, $v_e = 950 \text{ kg/cm}^2$;
3. $v' = 32 \text{ kg/cm}^2$, $v_e = 950 \text{ kg/cm}^2$;
4. $v' = 40 \text{ kg/cm}^2$, $v_e = 850 \text{ kg/cm}^2$;
5. $v' = 36 \text{ kg/cm}^2$, $v_e = 850 \text{ kg/cm}^2$;
6. $v' = 32 \text{ kg/cm}^2$, $v_e = 850 \text{ kg/cm}^2$.

Dla każdej z powyższych grup będzie współczynnik stały C miał inną wartość, a mianowicie:

- Dla grupy 1. $C = 0,3851$, więc $h = 0,3851 \sqrt{\frac{M}{b}}$,
- " " 2. $C = 0,4176$, " $h = 0,4176 \sqrt{\frac{M}{b}}$,
- " " 3. $C = 0,4579$, " $h = 0,4579 \sqrt{\frac{M}{b}}$,
- b



Dla grupy 4. $C=0.3744$, więc $h=0.3744 \sqrt{\frac{M}{b}}$,
 „ „ 5. $C=0.4053$, „ $h=0.4053 \sqrt{\frac{M}{b}}$,
 „ „ 6. $C=0.4437$, „ $h=0.4437 \sqrt{\frac{M}{b}}$.

Jeżeli teraz chcemy obliczyć wielkość przekroju, który odpowiednio do danego obciążenia musimy nadać wkładce żelaznej, to wyjdziemy ze zasadniczego równania $Z=D$, czyli $F_c v_c = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot v'$, skąd po wstawieniu za x wartości z równania 7) otrzymamy

$$F_c = \frac{b \cdot h \cdot v'^2 \cdot n}{2 v_c (v_c + n \cdot v')}$$

Wstawiając następnie za h wartość obliczoną z równania 8) otrzymujemy ostatecznie:

$$F_c = \frac{n \cdot v'}{2 v_c} \sqrt{\frac{6}{n(3 v_c + 2 n \cdot v')}} \cdot \sqrt{M b} \quad (9)$$

albo też $F_c = C_1 \cdot \sqrt{M b}$, gdzie

$$C_1 = \frac{n \cdot v'}{2 v_c} \sqrt{\frac{6}{n(3 v_c + 2 n \cdot v')}}.$$

Współczynnik C_1 zależy — jak widzimy — tylko od wielkości natężeń v' i v_c .

Przyjmując za v' i v_c wielkości natężeń dopuszczalnych według tych samych sześciu grup co powyżej, otrzymujemy:

dla grupy 1. $C_1 = 0.003138$, więc $F_c = 0.003138 \sqrt{M b}$,
 „ „ 2. $C_1 = 0.002867$, „ $F_c = 0.002867 \sqrt{M b}$,
 „ „ 3. $C_1 = 0.002589$, „ $F_c = 0.002589 \sqrt{M b}$,
 „ „ 4. $C_1 = 0.003645$, „ $F_c = 0.003645 \sqrt{M b}$,
 „ „ 5. $C_1 = 0.003334$, „ $F_c = 0.003334 \sqrt{M b}$,
 „ „ 6. $C_1 = 0.003014$, „ $F_c = 0.003014 \sqrt{M b}$.

Nadmienić tu muszę, że wszystkie powyżej wyprowadzone wzory bez żadnej zmiany są ważne także dla płyt żelazno-betonowych o przekroju prostokątnym.

(D. c. n.)

M. Jasiński,
inżynier c. k. Namiestnictwa.

Wydażność betonu.

Napisał Inż. Dr. Marceł Marcielowski.

(Dokończenie).

Zwiększenie ilości piasku o 15% uważam za uzasadnione tylko dla betonu silnie ubijanego, jeżeli się używa kamienia o wielkich ziarnach, przy których nie można spodziewać się, że sam cement w czasie mieszania otoczy dokładnie powierzchnię kamienia. Dla betonu o drobnych ziarnach kamienia — jakiego używa się w zespolach wzmocnionych, dodatek piasku jest zbędny, a nawet szkodliwy, bo ta sama ilość cementu musi otoczyć większą ilość ziarn, zatem większą powierzchnię, więc albo niektóre ziarna kamienia zupełnie nie będą ze sobą cementem sklejone, albo tylko bardzo słabo, zawsze ze szkodą wytrzymałości betonu.

Natomiast dodanie grubych kamieni do betonu naturalnie tylko silnie ubijanego przy tym samym stosunku mieszanki daje beton wytrzymałszy na spokojnie działające ciśnienie, aniżeli byłby beton z samych drobnych kamieni. Gdy jednak na beton przenoszą się wstrząśnienia, to grubszy kamień robi go mniej jednolitym; a tem samem i mniej wytrzymałym.

Można jeszcze zapytać, jaką objętość da mieszanka luźnego piasku i kamienia dla dowolnego stosunku tych materiałów.

Gdy luźny kamień K ma $k\%$ próżni, to po dodaniu piasku P objętość mieszaniny wyniesie

$$\frac{K + P - K \cdot k}{K(1 - k) + P} \quad (4)$$

Przykład 4. Beton przygotowany ze żwiru w stosunku 1:2:3, ażeby wyrazić w myśl rozporządzenia ministerjalnego należy podstawić we wzorze 4

$$K=3 \quad k=0.46 \quad P=2$$

zatem stosunek będzie: 1:3:6.2.

Posługując się równaniami 1), 2), 3) i 4) mogą obecnie wyznaczyć objętości i stosunki wzajemne poszczególnych materiałów, potrzebne na $1 m^3$ czyli 1000 l gotowego betonu, które celem uniknięcia omyłek, oznaczę przez $[K]$ $[P]$ $[C]$ $[W]$ w odróżnieniu od objętości, znaczonych powyżej przez K , P , l i W .

Na podstawie wzorów proporcjonalności 1000: $V = [K]:K = [P]:P = [C]:C = [W]:W$ a stąd

$$[W] = \frac{1000 K}{V}; [P] = \frac{1000 P}{V}; [C] = \frac{1000 C}{V};$$

$$[W] = \frac{1000 W}{V} \quad (5)$$

Przykład 5. Dla betonu żwirowego silnie ubitego w stosunku 1:2:3 z dodatkiem 0.32 litra wody na każdy litr cementu wydażność betonu według przykładu 1. wynosi $V=3.62$, zatem na $1 m^3$ gotowego betonu potrzeba

$$[K] = \frac{1000.3}{3.66} = 820 \text{ l żwiru}$$

$$[P] = \frac{1000.2}{3.66} = 547 \text{ l piasku}$$

$$[C] = \frac{1000.1}{3.66} = 273 \text{ l cementu}$$

$$[W] = \frac{1000 \times 0.32}{3.66} = 88 \text{ l wody.}$$

W ten sposób obliczone wyniki dla różnych dopuszczalnych stosunków zestawiam dla betonu silnie ubitego w tabl. III, dla betonu słabo ubitego w tabl. IV w tym porządku, jak rosła wysokość stosunków.

Przy obliczaniu ilości materiałów do budowy, nie można pominąć strat, jakie się ponosi w czasie przygotowania betonu i wskutek przenoszenia go na miejsce zużycia.

Przy uwadze i krótkim przeniesieniu a wielkich robotach strata wynosi około 4% przy dłuższym przeniesieniu i małych robotach dochodzi do 10%, z czego lwią część przypada na cement, a dalej na piasek.

Jeszeż większe straty okazują się przy betonu pod wodą, którą według Kerstena, trzeba przyjąć dla cementu 15%, dla piasku 10%, a dla kamienia 5%.

Porównując wyniki, otrzymane w tabl. III i IV, znajdujemy, że wydażność betonu silnie ubi-

Tablica IV.

Liczba porządkowa	Na 1 m ³ betonu słabo ubitego (jak w zespolach z betonu wzmocnionego lub dla betonu pod wodę sypanego)											
	dla stosunku poszczególnych materiałów			dla stosunku według rozporząd. austr. Ministerstwa z r. 1907				Rodzaj kamienia	potrzeba**)			
	cementu	piasku	kamienia	cementu	kamienia i piasku	cementu na 1 m ³ mieszanki kamienia z piaskiem			cementu	piasku	kamienia	wody
						w kg	w litr	kg				
1	1:00 (1:00)	1:30 (1:43)	3:00 (2:86)					żwir (430)	308 (307)	898 (439)	916 (878)	128 (128)
2	1:00 (1:00)	1:39 (2:86)	3:00 (2:86)	1	3	470	836	szuter (434)	297 (310)	413 (437)	885 (874)	124 (129)
3	1	2	3	1:00	3:62	387	276	żwir	387	276	551	826
4	1:00 (1:00)	1:81 (1:92)	4:00 (4:00)	1:00	3:56	393	281	szuter	371	279	557	836
5	1:00 (1:00)	1:81 (1:92)	4:00 (4:00)	1	4	350	250	żwir	343	245	444	980
6	1:00 (1:00)	1:87 (1:89)	4:00 (4:00)	1:00	4:16	387	241	szuter	(345)	(246)	(473)	(947)
7	1	2	4	1:00	4:08	346	248	żwir	332	237	443	949
8	1:00 (1:00)	2:18 (2:36)	5:00 (4:73)	1:00	5:00	280	200	szuter	(355)	(253)	(478)	(956)
9	1:00 (1:00)	2:18 (2:36)	5:00 (4:73)	1:00	4:16	387	241	żwir	335	239	479	957
10	1:00 (1:00)	2:33 (2:36)	5:00 (4:73)	1:00	4:08	346	248	szuter	243	485	970	98
11	1	2	5	1	4	280	200	żwir	290 (289)	207 (206)	451 (496)	1036 (992)
12	1	3	4	1:00	5:00	280	200	szuter	280 (297)	200 (212)	466 (502)	996 (1003)
13	1	3	5	1:00	5:16	271	194	żwir	297	212	423	1058
14	1	3	4	1:00	5:08	276	197	szuter	301	215	430	1074
15	1	3	5	1:00	5:70	246	176	żwir	297	212	423	847
16	1:00 (1:00)	2:74 (2:87)	6:00 (5:73)	1:00	5:08	276	197	szuter	300	214	429	857
17	1:00 (1:00)	2:83 (2:92)	6:00 (5:84)	1:00	5:70	246	176	żwir	267	190	570	950
18	1:00 (1:00)	2:83 (2:92)	6:00 (5:84)	1:00	5:60	250	179	szuter	269	192	576	960
19	1	2	6	1:00	6:00	230	165	żwir	245	175	480	1061
20	1	2	6	1:00	6:00	230	167	szuter	247	(176)	(513)	(1028)
21	1	3	6	1:00	6:24	225	160	żwir	237	169	478	1025
22	1	3	6	1:00	6:12	229	164	szuter	254	(181)	(519)	(1039)
23	1	3	7	1:00	7:00	200	143	żwir	267	190	570	950
24	1	3	7	1:00	7:00	200	143	szuter	224	160	480	1120
25	1	4	8	1:00	8:32	168	120	żwir	188	139	536	1072
26	1	4	8	1:00	8:16	172	123	szuter	191	136	544	1088
27	1	4	10	1:00	10:00	140	100	żwir	164	117	468	1170
28	1	4	10	1:00	10:00	140	100	szuter	160	114	456	1140
29	1	5	12	1:00	12:00	117	83	żwir	138	98	490	1176
30	1	5	12	1:00	12:00	117	83	szuter	149	100	500	1200

*) Dla zespolów z betonu wzmocnionego należy dać według wyżej podanego uzasadnienia podwójną objętość wody.

**) Liczby w nawiasie przy dodatku 15% piasku.

tę, wynosi około 57%, zaś dla betonu słabo ubitego około 59%.

Powodzenie budownictwa betonowego ściśle związane ze starannem i umiejętym wykonaniem robót, zależy w wysokim stopniu od dobrania odpowiednich stosunków materiałów, ażeby zało-

żenia, robione w obliczeniach wytrzymałości, zgadzały się jak najwięcej z rzeczywistością.

W niniejszej pracy starałem się, ażeby czytelnik znalazł wszystkie potrzebne do tego wskazówki i wymiary.

Lwów dnia 7 czerwca 1909.

O granicy prędkości jazdy

na kolejach żelaznych ze względu na mechanikę, bezpieczeństwo i ekonomię ruchu.

Wykład Inż. M. Eugeniusza Lyssego, wygłoszony dnia 4 marca 1908 na zebraniu członków Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie.

(Ciąg dalszy).

Fig. 4 przedstawia odkształcenie płytki olowanej, przylegającej początkowo szczelnie do szyny, spoczywającej na żelaznych progach, po przejeździe pociągu z chyżością 114 km/g. Ze wzrostem chyżości jazdy ponad pewne

maximum, występują nadto wahnięcia boczne z powodu ruchu zygzakowatego (Schlingen), powodujące boczny nacisk na szynę i starające się je przewrócić.

Nie mogą również pominąć i tego bardzo

ważnego momentu, dotyczącego bezpieczeństwa ruchu przy wysokich chyżościach, a mianowicie, że w miarę wzrostu chyżości ruchu potęguje się czułość parowozu i wozów nawet na małe błędy toru. Liczne doświadczenia wykazały, że błędy toru, które przy małej prędkości jazdy są bez znaczenia, nabierają przy wysokich chyżościach wprost doniosłego znaczenia. Podczas pierwszych prób na linii Marienfelde-Zossen w latach 1901 i 1902 bieg wozów motorowych do prędkości 140 km/g

dla prędkości ~ 180 km/g wynosiłyby $R=2400$ m
200 " " 2900 "

Nie trzeba także zapominać, że nienuknione błędy w łukach i krzywych przejściowych, a mianowicie błędy w teoretycznej różnicy wysokości par szyn powodują przy wysokich prędkościach jazdy gwałtownie zmiany położenia równowagi pociągu, objawiające się jako boczne uderzenia i rzucania wozów, a rosnące z kwadratem prędkości jazdy.

Gdybyśmy więc chcieli przy chyżości pociągu 200 km/g utrzymać tak spokojny bieg pociągów jak np. przy 70 km/g, to według obliczeń¹⁾ inżyniera Petersena błędy toru musiałyby wynosić $\frac{1}{8}$ obecnie dopuszczalnych. Ta granica jest w praktyce niemożliwa. Z tego też powodu, według Petersena, jedynym środkiem, zapewniającym bezpieczeństwo ruchu, byłoby osadzenie szyn na nawierzchni murowanej lub zdwigarach żelaznych.

Abstrahując już od wielkich kosztów tego rodzaju budowy jest co najmniej wątpliwe, czy takie załatwienie sprawy odpowiadałoby pod każdym względem celowi. Bez wątpienia, taka nawierzchnia byłaby dobrą z względu na bezpieczeństwo ruchu. Będzie ona dobrą pod każdym względem dla pociągów ciężkich, ale jadących z małą chyżością. Inaczej się jednak rzecz przedstawia przy pociągach, jadących z wysoką prędkością, dla których nawierzchnia musi być nieco sprężysta.

Jak wiadomo, podczas jazdy pociągu powstają między kołami i szyną delikatne drgania, spowodowane nierównościami szyn i obrotu kół, potęgujące się ze wzrostem chyżości jazdy. Te drgania nie rozdzielają się równomiernie na szyny, koła i sprężynę, ale odwrotnie proporcjonalnie do wielkości stykających się mas.

Jeżeli przyjmniemy, że oś wozu waży ~ 1200 kg a 1 m pary szyn w spóldrgających ~ 82 kg (gdyż według spostrzeżeń prof. Borriesa około 1 m szyny drga pod odpowiednim kołem), to te drgania przenoszące się w stosunku odwrotnym do mas przechodzą (przy 41 kg/m ciężkich szynach) około 90% mas do szyn, a tylko 10% do kół (spostreżenie prof. Borriesa²⁾). Temu stosunkowi korzystnemu należy przypisać, że jazda po szynach stosunkowo lekkich jest miękka, a jazda na nawierzchni Petersena, a nawet po szynach ciężkich np. systemu Hartwicha musi być twarda.

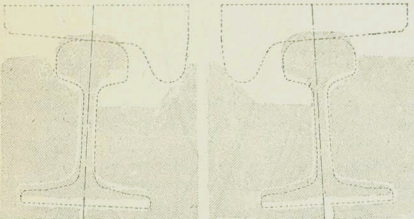
Z tego też powodu wzmacnianie nawierzchni powinno polegać raczej na pomnażaniu liczby progów i odpowiednio silnem łożysku, aniżeli na stosowaniu bardzo ciężkich szyn.

Wreszcie jest jeszcze jeden bardzo ważny moment, z którym kolej ze względu na bezpieczeństwo ruchu musi się bardzo liczyć, a mianowicie długość drogi, potrzebna do zatrzymania pociągu podczas przedkłej jazdy.

Przy wysokich prędkościach jazdy droga, potrzebna do zatrzymania pociągu, jest tak wielka, że w razie jakiegos nieprzewidzianego wypadku o zatrzymaniu pociągu na czas nie może być mowy.

Przytoczę tu kilka szczegółów, zaczerpniętych ze sprawozdania „Stud. Gesellschaft für el. Schnellbahnen”, które poczyniło, podczas prób przedkłej jazdy w latach 1902–1904 i w tym kierunku liczne a bardzo ciekawe spostrzeżenia.

Fig. 4.



był spokojny. Przy prędkościach 140–160 km/g zauważono silne wstrząśnienia, wahnięcia boczne wozów i ruch zrygawkowy. Ze względu na brak szkodliwego działania mas i mechanizmu popedowego, jakie ma miejsce u parowozów, zauważono, że przyczyna leżała w samym torze, w jego słabych miejscach. Skonstatowano dalej, że w słabych miejscach toru, tam, gdzie występowały wahnięcia wozu, szyny były zdeforowane. Te same spostrzeżenia poczyniono podczas prób przedkłej jazdy parowozami w latach 1904–1905 na silnej już stosunkowo nawierzchni (szyny 12-metrowe, 41.0–43.4 kg na 1 m, spoczywające na 18 progach) już przy 120–137 km na godzinę i przy możliwym dobrem utrzymaniu nawierzchni. A przy parowozach i pociągach, pedzonych parowozami, niebezpieczeństwo to potęguje się, gdyż wpływ błędów toru potęguje wadliwość mechanizmu popedowego parowozu.

I promienie łuków naszych linii kolejowych nie pozwalają na wysoką chyżość.

Gdybyśmy chcieli istniejące łuki dostosować do wysokich prędkości jazdy, to ze względu na wielką przechyłkę toru, nie mogłyby przejeżdżać pociągi o małej prędkości. Gdybyśmy natomiast chcieli zatrzymać dotychczas w praktyce stosowaną przechyłkę toru ze względu na różnorodność pociągów, to dla prędkości jazdy 200 km/g najmniejszy promień łuku wynosiłby ~ 3000 m.

Według inż. Barckhausena a chyżość jazdy w łukach da się wyrazić wzorem

$$V_{\max.} = 3.2\sqrt{R} \dots \dots \dots 3)$$

gdzie R oznacza promień łuku w metrach.

Nowsze badania wykazują, że wzór Barckhausena daje nieco za niskie wartości na prędkość, względnie za wysokie na promień łuków i że prędkość jazdy można wyrazić z dostateczną gwarancją bezpieczeństwa wzorem

$$V_{\max.} = 3.8\sqrt{R} \dots \dots \dots 4)$$

Na podstawie tego wzoru najmniejszy promień łuku

dla prędkości ~ 100 km/g wynosiłby $R=730$ m

144	"	"	1500
160	"	"	1750

¹⁾ Organ f. F. d. E. W. 1900, str. 156.

²⁾ Glasers A. f. G. u. B. 1904, str. 235.

Przy próbach wozem motorowym typu S, ważącym 96 ton, wyposażonym w hamulec szybko działający o wysokim ciśnieniu, systemu Westinghouse'a, wynosiła droga hamowana przy ciśnieniu 6 atm w cylindr. hamulc., 12 kolach hamowanych (24 klocach ham.) i 150% hamow. ciężaru wozu, a początkowej chyżości jazdy 140 i 154 km na godzinę 1400 i 1650 m. (Zestawienie 2). Następnie po zwiększeniu ciśnienia w cylindrach z 6 na 8 atmosfer i podniesieniu % hamow. ciężaru wozu z 150 na 200%, osiągnięto przy początkowych chyżościach jazdy 170 i 180 km na godzinę drogę hamowaną 1300 i 1400 m, co odpowiada przeciętnemu opóźnieniu 0,9 m/s.

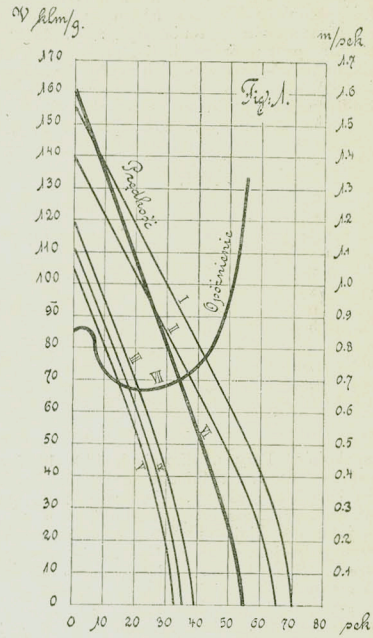
Wykres fig. 1 przedstawia przebieg hamowania przy różnych początkowych chyżościach jazdy a jednostajnym nacisku kłoców na koła. Widzimy, że krzywa, wyobrażająca opóźnienie, odpowiadające tarcia kłoców o koła, spada w pierwszej chwili (na początku) hamowania nagle, a w miarę zmniejszania się chyżości jazdy z początku łagodnie, a następnie gwałtownie podnosi się do góry.

Największa siła hamowania występuje wtedy, kiedy siła opóźniająca jest co do wielkości najbardziej zbliżona do tarcia kół o szynę. Nie należy jednak nigdy dopuścić do ślizgania się kół (zatrzymanie kół) w czasie hamowania, gdyż prowadzenie w torze staje się niepewne, a także występuje zmniejszenie tarcia między kołami a szyną, a tem samem zmniejszenie efektu hamowania.

Krzywa, przedstawiająca opóźnienie, uczy nas, że dla osiągnięcia możliwie największego efektu hamowania należy uczynić nacisk kłoców na koła zmiennym i zależnym od chyżości jazdy, a mianowicie nacisk kłoców powinien być w pierwszym momencie hamowania silny, następnie jeszcze silniejszy, a w miarę zmniejszania się chyżości coraz słabszy, gdyż tylko przy tego rodzaju zmiennym nacisku można osiągnąć pewne stałe opóźnienie.

Budowa tego rodzaju samoczynnego regulatora nacisku kłoców na koła napotyka jednak

i urządzenie hamulca szybko działającego Westinghouse'a¹⁾ (Westinghouse Schnellbahnbremse).



Przy tem ostatnim urządzeniu zdołano osiągnąć podczas prób pociąg, złożonego z 4 wozów 4-osiowych, pędzonego parowozem, o prędkości początkowej 119 km/g, opóźnienie 1,05 m/s.

Zestawienie 2.

Wóz motorowy 6-osiowy typu S ważący 96 ton											
V	km/g	106	110	120	140	154	Cisnienie w cylindr. hamulc. 6 atm	160	170	180	Cisnienie w cylindr. hamulc. 8 atm
Czas	s ^c	33	34	38	65	69		54	56	60	
Droga hamow.	m	500	550	800	1400	1650		1290	1300	1400	

Zestawienie 3.

Pociąg składający się z parowozu i													
6 wozów 4-osiowych							3 wozów 4-osiowych						
V	km/g	102	108	112	115	123	127,5	116	118	120	124,5	133	137
Czas	s ^c	38	40	42	44	48	57	41	43	50	51	53	52
Droga hamow.	m	580	628	695	770	900	1120	725	800	880	925	995	1250

ze względu na konieczną wymaganą precyzję działania na tak wielkie trudności konstrukcyjne, że mimo usilnej pracy wielu inżynierów na ten temat nie osiągnięto dotychczas rezultatów dodatnich.

Do najciekawszych tego rodzaju pomysłów, należy jednak bezsprzecznie pomysł inż. Wittfelda

W zestawieniu uwidocznione są daty, odnoszące się do prób przeprowadzonych na linii Marienfelde-Zossen w r. 1904 z pociągiem, złożonym z 6 i 3 wozów 4-osiowych, pędzonych parowozem.

Z długością drogi hamowanej musi się zarząd

¹⁾ Organ f. P. d. E. W. 1905, str. 260.

kolei, przyjmujący na siebie odpowiedzialność za życie i bezpieczeństwo podróżnych, bardzo liczyć, jeżeli już nie ze względów humanitarnych, to choćby z tego powodu, że każda katastrofa, a zwłaszcza przy ruchu osobowym, kosztuje kolej olbrzymie sumy. A przecież znamy z praktyki tyle wypadków, w których tylko dzięki przytomności maszynisty i możliwości zatrzymania pociągu na czas zdołano zapobiedz wielu katastrofom.

Wielka droga hamowana, trudności w rozpoznawaniu sygnałów optycznych na wielkie odległości, ruchliwość toru przy istniejących nawierzchniach, poważna trudność w utrzymaniu toru w odpowiednim stanie bez względu na pogodę i gęstość ruchu, wielka trudność utrzymania obu szyn na torze prostym w jednym poziomie, a w łukach utrzymania odpowiedniej przechyłki (jak tego wymaga bezpieczeństwo ruchu przy wysokich chyżościach jazdy), oto powody sprawiające, że nasze linie kolejowe nie nadają się do pedzenia na nich pociągów siłą pary ponad 140—150 km na godzinę.

To byłyby najważniejsze momenty, ograniczające chyżość jazdy ze względu na mechanikę i bezpieczeństwo ruchu.

A teraz kilka słów o ekonomii prędkiej jazdy. Ekonomia, względnie nieekonomia szybkiej jazdy, zależy od tak do pewnego stopnia nieuchwytnych, przeróżnych czynników, że niepodobna na podstawie rozumowań teoretycznych wydać orzeczenia, iż ponad pewną, ściśle określoną granicę prędkości jazdy, ruch się nie opłaca. Taki rezultat można uzyskać tylko dla pewnych warunków na drodze dłuгоletnich studiów. W interesie więc zarządów kolejowych leży, ażeby zbadać tę granicę.

W tym kierunku przez szereg lat prowadzono bardzo skrupulatnie studia w Ameryce i Europie, a specjalnie we Francji, Anglii i Niemczech.

Rezultat tych studiów jest nader ciekawy.

Otóż francuska kolej północna nabrała przekonanie, że już przy obecnej chyżości jazdy około 120 km na godzinę granicą rentowności ruchu dla przestrzeni dłuғich o łagodnych wzniosach jest 30 osi.

W Niemczech granica ta dochodzi do 40 osi.

We Francji pociągi express (trains rapides) łączące miasta Paryż i Calais składają się z reguły z 7 wozów 4-osioowych i 1 pakunkowego; pociąg waży około 250 ton.

W Anglii zachodzi mniej więcej ten sam stosunek.

W Niemczech pociągi pospieszne ważą 250—300 ton i mieszczą 200—300 osób. Pociągi w Niemczech są z tego powodu cięższe, ponieważ dla wygody podróżnych wloką wóz restauracyjny, względnie sypialny.

Lżejsze pociągi nie opłacają się.

W Anglii, Ameryce i Francji starały się prywatne przedsiębiorstwa, ze względów konkurencyj-

nych, podnieść prędkość jazdy do najwyższego stopnia.

W Anglii np. prowadzili przez szereg lat tego rodzaju walkę konkurencyjną koleje nadbrzeżne w schodnie i zachodnie o możliwie szybkie połączenie Londynu ze Szkocją, a kolej północno-zachodnią i zachodnią o połączenie Londynu z miastami na zachód.

Walki tej jednak przed kilkoma laty zaniesano, gdyż obu przedsiębiorstwom groziło bankructwo. Da uzyskania większej chyżości jazdy zmniejszono ciężar pociągu, a ze względów konkurencyjnych brano w stosunku do poczynionych wkładów nieproporcjonalnie małą zapłatę za przewóz osób. Taka walka konkurencyjna istnieje w Stanach Zjednoczonych Ameryki pomiędzy prywatnymi przedsiębiorstwami, łączącymi te same miasta.

Liczne próby, przeprowadzone w ostatnich czasach w Europie i Ameryce z parowozami nowej konstrukcji, wykazały, że przy użyciu tychże można osiągnąć prędkość jazdy 140—150 km na godzinę.

W Anglii ¹⁾ między miastami Glasgow i Carlisle pociągi pospieszne jeżdżą z prędkością 127 km/g. — Na linii kolei Great-Western osiągnął pociąg nadzwyczajny dnia 14 lipca 1903 r. 140, zaś na linii Londyn-Brighton 145 km chyżości w godzinie, ale we wszystkich przypadkach jechano na dłuғich spadkach. We Francji jeżdżą pociągi pospieszne na głównych liniach i spadkach 120 km/g. W Niemczech podczas prób na kolei badeńskiej osiągnięto w lipcu roku 1904 z pociągiem ważącym 140 ton, na spadku 144 km prędkości.

A przecież mimo to statystyka nie notuje przypadku, ażeby przeciętna chyżość jazdy pociągów była na liniach dłuғszych większa, aniżeli 100, a na krótszych 115 km w godzinie. Dlaczego więc prędkość jazdy nie jest wyższą, przeciw konkurencyja jest dostatecznym bodźcem? Otóż z tego powodu, ponieważ prędką jazdą ponad pewne maximum jest za droga — nie opłaca się.

Parowóz zużywa już przy chyżości 100—120 km/g prawie połowę siły na pedzenie siebie a drugą połowę na pedzenie ciężaru, za który płacą podróżni.

Ten stosunek jest tem niekorzystniejszy, im większa jest prędkość jazdy. Opłacany ciężar musi ze wzrostem prędkości maleć, aż wreszcie parowóz jest zaledwie w stanie sam siebie pędzić.

Koszta ruchu są bardzo mało, a właściwie całkiem niezależne od ciężaru pociągu, więc kosztą przy pociągach lżejszych musiano by rozłożyć na mniejszą liczbę podróżnych; cena jazdy wypadłaby za wysoka, a w stosunku do zysku czasu nieproporcjonalna, zachodziłaby więc obawa, że pociągi nie będą obsadzone. Stosunek kosztów do prędkości jazdy, musi więc być zachowany.

Granicą dla prędkości ruchu ze względu na ekonomię jest więc w pierwszym rzędzie użyteczna siła pociągowa parowozu, gdyż ona decyduje o wielkości opłacanego ciężaru. (Dok. n.).

¹⁾ Frihm. Z. d. V. d. E. Verw. 1908, str. 1365.

Sprawozdania z literatury technicznej.

— Łuki ze ściegmem tegiem omawia C. Birault w *Génie Civil* (t. 53 str. 127). Autor odnawdania, że momenty zgięcia łuku są mniejsze od tych, któreby były w łuku dwuprzegubowym o tych samych wymia-

rach i że w ściegnie momenty zgięcia są tem mniejsze, im mniejszy jest moment bezwładności ściegna.

— Wiadukt Passy na Sekwanie opisuje Biette w *Génie Civil* (t. 53 r. 210). Jestto most ukośny ($\alpha=76^\circ$) i składa się z dwu mostów na dwu ramionach Sekwany. Jestto most o łukach wystających

z dwoma przegubami w przeszle środkowym. Rozpiętość środkowa wynosi 54 m, skrajne po 29 m, belka wisząca 12 4 m. Szerokość mostu 24 8 m, nad środkowym chodnikiem wznosi się na słupach żelaznych most kolejowy, dwutorowy.

— Ciekawy artykuł w sprawie wytrzymałości na wyboeczenie słupów kratowych Dr. Kroh na podaje *Zentralblatt der Bauverwaltung* (1908 str. 560). Autor twierdzi, że siła P nie rozdziela się równo na pojedyncze pręty a rozdzieli ciśnienia zależy od ugięcia prętów pojedynczych. W ten sposób dochodzi do wniosku, że z a w s z e (?) jest większe prawdopodobieństwo wyboeczenia prętów pojedynczych, niż całego słupa. Autor omawia parę nowych doświadczeń, które zgadzają się z jego wzorami. Inż. Vlachs na str. 636 tegoż czasopisma nie zgadza się z wywodami przta sądząc, że nie może być mowy o ugięciu prętów pojedynczych, skoro nie ma jeszcze wyboeczenia. Sądzi on, że pręty te obliczać należy tak jak pasy ciśnione mostów kratowych i powołując się na Engessera, zaleca wtedy obliczać pręty dla długości wolnej równej 1 8 odstępu usztywnień. Wyniki doświadczeń zgadzają się dość z teorią w tym przypadku. Przypominam, że Dr. Emperger ze swych doświadczeń otrzymał wyniki, że długość wolna jest równa 2 razy odstępowi usztywnień.

— O mostach żelaznych w Rossyi czytamy artykuł prof. Pattona w *Zentralblatt der Bauverwaltung* (1908 str. 657). Wedle niego 36 mostów o dźwigarach prostych ma rozpiętości od 93 do 110 m, 8 mostów większe niż 120 m, największa rozpiętość jest 144 m. Szesć mostów o belkach wspornikowych ma rozpiętości 93 do 128 m, największa rozpiętość 192 m ma most na Dnieprze pod Kiozkasem, a więc o 2 m większe, niż most na Danaju pod Cernawodą. Z mostów łukowych trzymają rozpiętości od 99 do 107 m, trzy zaś 184 i 185 m.

Dr. M. Thullie.

ROZMAITOŚCI.

— Rok szkolny w krajowej Szkole garncarskiej w Kolomyi rozpoczęcie się 1 września b. r. Warunki przyjęcia: 1. Ukończony 13-ty rok życia i fizyczne uzdolnienie do zawodu rękodzielniczego; 2. Ukończona Szkoła ludowa z dobrym postępek. Podania zaopatrzone w metrykę i ostatnie świadectwo szkolne należy adresować: „do Dyrekcji krajowej Szkoły garncarskiej w Kolomyi“. Przy szkole znajduje się internat, w którym ubodzy uczniowie zamieszkują za niewielką opłatą otrzymując całe utrzymanie.

Wydziały powiatowe, gminy i inne instytucje publiczne za utrzymanie swych stypendystów w internacie odpłacają po sto koron (100 K) rocznie.

— Konkurs na urządzenie i dekorację kaplicy Sobieskiego przy kościele na Kahlenbergu pod Wiedniem. Towarzystwo „Polska Sztuka Stosowana“ w Krakowie, na skutek pośrednictwa krakowskiego Zakładu witrażów i mozaiki szklanej S. G. Żeleńskiego, ogłasza konkurs na urządzenie i dekorację kaplicy Sobieskiego przy kościele na Kahlenbergu pod Wiedniem.

Cała obecna dekoracja wraz z urządzeniem kaplicy ma być zmieniona; ściany wraz z sklepieniem mają być całkowicie wyłożone mozaiką szklaną, a od dołu okładziną z mozaiki marmurowej; w oknie witraż; na ścianie na prost wejścia — ołtarz z kamienia lub marmuru; w ołtarzu obraz Matki Boskiej Częstochowskiej (ewentualnie może być użyty ten sam, który jest obecnie); wreszcie ławka na dwie lub trzy osoby.

W wykonaniu całości pozostawia się artystom

swobodę z tem jednak, że w dekoracji kaplicy ma znaleźć umieszczenie około 50 herbów rycerstwa polskiego, nadto herby: Polski, Galicyi i miast: Krakowa, Lwowa, Warszawy, Wilna i Poznania.

Da orientacyi komponujących zaznacza się, że kaplica ta jest poświęcona pamięci króla Jana Sobieskiego, związanej z faktem odsieczy wiedeńskiej, i że tutaj odprawiona została msza święta przez delegata papieskiego ks. Marco d'Aviano, któremu do mszy służył: król Jan III i syn jego Jakób, otoczeni rycerstwem chrześcijańskim.

Wymagane są szkice w skali 1:20, obejmujące: dekoracyę wszystkich ścian i sklepienia, ołtarz, ławkę i witraż.

Plan i wymiary kaplicy otrzymała można w Towarzystwie „Polska Sztuka Stosowana“ (Wolska 14, w Krakowie).

Nagrody wynoszą: I-sza 600 K, II-ga 400 K.

Kwota, przeznaczona na nagrody, nie może być inaczej dzielona. Nagrody zostaną wypłacone bezwarunkowo za względnie najlepsze prace.

Nagrodzone prace stają się własnością Rektora kościoła na Kahlenbergu, który zastrzega sobie prawo pierwszeństwa przy zakupie innych prac. Oprócz nagrodzonych mogą być niektóre prace wyróżnione zaszczytnymi wzmiankami.

Sąd konkursowy wraz z Wydziałem Towarzystwa będzie dążył, aby praca, oznaczona pierwszą nagrodą, została przyjęta do wykonania.

Sąd konkursowy stanowią pp.: Józef Czajkowski, Władysław Ekielski, Stefan Filipkiewicz, Stanisław Kamocki, Wacław Krzyżanowski, Julian Makarewicz, Franciszek Mączyński, Jan Szczepkowski, Jerzy Warchałowski, Wojciech Weiss i Ludwik Wojtyczko, oraz: reprezentant Centralnej komisji sztuki w Wiedniu prof. Deiningera i ksiądz rektor Kukliński.

Towarzystwo „Polska Sztuka Stosowana“ zastrzega sobie prawo reprodukcji prac nagrodzonych w swoim wydawnictwie lub w „Architekcie“.

Prace, opatrzone godłem, które znajdować się winno również na dołączonej zapieczętowanej kopercie, zawierającej nazwisko i adres autora, nadsyłać należy pod adresem: Tow. „Polska Sztuka Stosowana“ w Krakowie (Wolska 14) do dnia 1-go listopada 1909 r. o godz. 12 w południe. Dla prac zamiejscowych obowiązują ten sam dzień jako ostateczny termin wysłania.

Uprasa się o zaznaczenie na opakowaniu: „konkurs na kaplicę Sobieskiego“.

Projekty nieodebrane w przeciągu trzech miesięcy od dnia rozstrzygnięcia konkursu, przechodzą na własność Towarzystwa.

— Konkurs na konceptowego urzędnika Wydziału krajowego IX rangi, którego zamierza przydzielić jako referenta w przemyśle do Biura krajowej Komisji dla spraw przemysłowych, rozpisuje Wydział krajowy Królestwa Galicyi.

Z posadą tą połączona jest płaca 2 800 K rocznie, dodatek aktywalny 960 K, a po ewentualnej stabilizacji prawo do 4 dodatków trzyletnich po 200 K, oraz prawo do emerytury przypadającej urzędnikom Wydziału krajowego.

Kompetujący mają udowodnić:

- że nie przekroczyli 40 roku życia;
- że posiadają studia akademickie, względnie techniczne, ukończone na którejkolwiek austriackiej czy zagranicznej uczelni lub politechnice;
- że posiadają znajomość spraw przemysłowo-handlowych w kraju.

Podania należy wnieść do Wydziału krajowego do dnia 1 października 1909.