

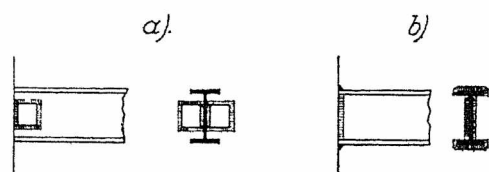
TREŚĆ: Inż. H. Griffel: Studium nad stopniem utwardzenia belek prostych w konstrukcjach spawanych. — Inż. B. Smoleński: Typy przyczółków mostów kolejowych i zasady ich obliczania. — Inż. Dr. A. Chmielowiec: Mosty pararyskie i ich rozbudowa. — Wiadomości z literatury technicznej. — Różne sprawy. — Kongresy i Zjazdy. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie. — Nadesłane.

Inż. Henryk Griffel.

Studjum nad stopniem utwardzenia belek prostych w konstrukcjach spawanych.

I. WSTĘP.

Jednym z najprostszych elementów konstrukcji spawanych jest belka prosta, np. dwuteowa, na obu podporach przyspawana wprost do słupa lub podciągu. Przyspojenie to, które może być dokonane w różny sposób, wywołuje z reguły pewne utwardzenie belki na jej podporach. Utwardzenie to może być mniejsze lub większe, zależnie od sposobu przytwierdzenia belki; np. belka przyspojona przy pomocy kątowników (rys. 1 a) będzie w mniejszym stopniu utwardzona niż belka na rys. 1 b, która na całym swym obwodzie jest przyspojona.



Rys. 1.

- a) Przyspojenie dźwigara przy pomocy kątowniki.
b) Przyspojenie bezpośrednie.

Stopień utwardzenia, dalej, może być zależny przy tym samym sposobie przyspojenia od grubości szwów, jakimi belka została przytwierdzona, może także zależnie od wymiarów belki (w szczególności wysokości jej i rozpiętości wzgl. stosunku obu tych wartości). W końcu nie bez wpływu na stopień utwardzenia może się okazać rodzaj i wielkość obciążenia, np. ciężaru skupionego lub obciążenia jednostajnie rozłożonego.

wartość momentu utwardzenia¹⁾, wartość, która jak zobaczymy nie odpowiada zupełnie rzeczywistości i która powinna być zmieniona.

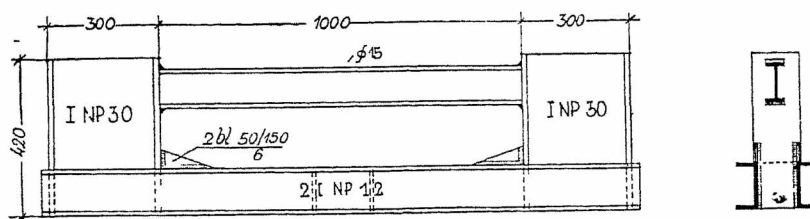
Celem niniejszej pracy jest właśnie przyczynienie się przy pomocy odpowiednich doświadczeń do wyjaśnienia, jak sprawa utwardzenia belek spawanych przedstawia się w rzeczywistości, w zależności od rodzaju przytwierdzenia, wielkości i sposobu obciążenia oraz wymiarów belki.

II. SPOSÓB WYKONYWANIA DOŚWIADCZEŃ.

Doświadczenia przeprowadziłem z reguły na odpowiednio zamocowanych belkach próbnych, przez obciążanie tychże w maszynie 100 t Amslera oraz przez bezpośredni pomiar wydłużeń wzgl. naprężeń w różnych punktach belki, przyczem z reguły nie przekraczały one granicy sprężystości materiału. Belki próbne zostały wykonane w warsztatach konstr. „Huty Pokój“ w Nowym Bytomiu, doświadczenia zaś w laboratorium doświadczalnym tejże huty²⁾.

W celu umocowania belek próbnych, skonstruowałem specjalną silną i sztywną ramę żelazną (p. rys. 2), której górny rygiel stanowiła badana belka próbna.

Ramę tę w całości przytwierdziłem do stołu maszyny do rozrywnia uchwytami, w ten sposób, by stanowiła ze stołem maszyny jedną sztywną całość. Belka próbna o dł. 1000 mm, miała u góry i dołu wryty podział co 50 mm. Belkę następnie poddawałem obciążeniu w maszynie, przyczem w poszczególnych punktach wykonywałem pomiar naprężeń. Z pomierzonych naprężeń w poszczególnych punktach belki, można było obliczyć



Rys. 2.

Rama z belką próbną.

Zbytecznym byłoby udowadniać, iż znajomość stopnia utwardzenia przy danym sposobie przytwierdzenia jest dla konstruktora rzeczą bardzo ważną. Niestety jednak sprawa ta dotychczas nie jest jeszcze zupełnie wyswietloną. Konstruktor bowiem obliczając belki, które stanowią zwykle znaczny odsetek wagi całości konstrukcji, uwzględniając nieodpowiedni stopień zamocowania, popełnia za jednym zamachem dwa błędy. Przyjmując za małe utwardzenie, konstruuje belkę za ciężką przeto nieekonomiczną; następnie obliczy źle spawki na podporach, które muszą być przecie obliczone nietylko ze względu na oddziaływanie belki, lecz także ze względu na moment utwardzenia, którego wielkość zależna jest znowu od stopnia utwardzenia belki na podporach.

Urzędowe przepisy różnych państw dla konstrukcji spawanych, traktują tę sprawę niejednolicie. Niektóre wogóle ją pomijają, niektóre zaś, między innymi i polskie, przepisują dla obliczenia belek pewną stałą

momenty zgięcia w przekrojach, odpowiadających tym punktom, wykreślić linię momentów oraz wywnioskować z przebiegu tejże o wielkości momentu utwardzenia, a więc także i stopniu tegoż utwardzenia.

Na ryc. 3 widzimy tę ramę z belką próbną umocowaną w maszynie 100 t.

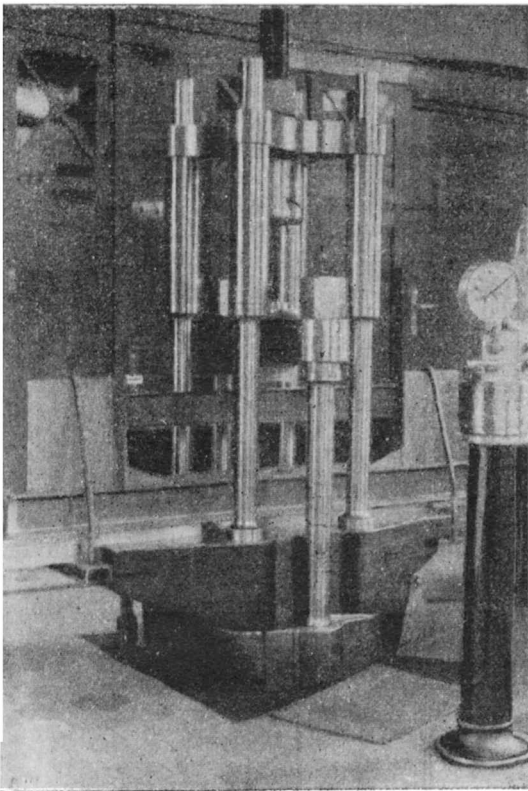
¹⁾ Projekt polskich przepisów dla konst. spawanych z roku 1931-go § 2. „Belki utwardzone przy pomocy szwów, można obliczać na moment $0,8 M_0$, gdzie M_0 jest momentem belki, (wolno) podpartej. Należy zastosować przytem szwy tak na stopkach jakoteż i na ściankach dźwigarów.

²⁾ Przy tej sposobności pozwalam sobie wyrazić na tem miejscu serdeczne podziękowanie Panu Dyr. Absalonowi za umożliwienie mi tych doświadczeń oraz Panu Smolce, Kierownikowi warsztatu konstr., za okazaną mi wydatną pomoc przy wykonywaniu prób.

Do pomiaru naprężeń w poszczególnych przekrojach belki użyłem stosunkowo niedawno skonstruowanego przyrządu, t. zw. „tensometru Huggenbergera“. Ponieważ przyrząd ten odgrywa ważną rolę w niniejszych doświadczeniach, wypada mu poświęcić kilka słów.

III. TENSOMETR HUGGENBERGERA.

Jak wiadomo, w materiałach podlegających prawu Hooke'a, naprężenie i sprężyste wydłużenie jednostkowe pozostają do siebie w pewnym stałym stosunku, właściwym dla danego materiału, przyczem wartość tego stosunku $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$ nazywamy współczynnikiem sprężystości tego materiału. Znając więc stałą wartość tego współczynnika oraz mierząc wydłużenia powstałe skutkiem działania sił zewnętrznych, łatwo możemy obliczyć powstałe w materiale naprężenia. Mając przyrząd do mierzenia wydłużeń na pewnej stałej długości badanego obiektu, można instrument ten tak urządzić i wycechować, by podawał nam wprost naprężenia w badanym miejscu.



Ryc. 3.

Rama z belką próbną umocowana w maszynie 100 t.

Przyrząd taki, by był celowy, musi odpowiadać kilku warunkom, z których najważniejsze są następujące:

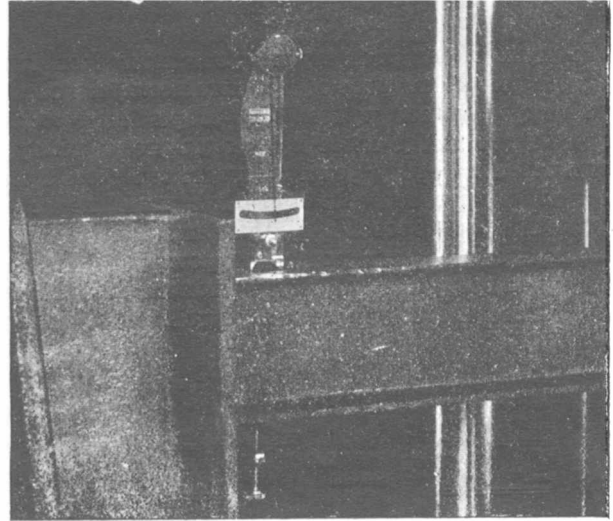
1. Wydłużenie powinno być badane we włóknie skrajnym obiektu, a nie jak niektóre przyrządy mierzące wydłużenia, w t. zw. włóknie idealnym oddalonym o pewną długość od włókna rzeczywistego, gdyż przyrząd taki da dobre rezultaty tylko w wypadku, gdy naprężenia są w przekroju równomiernie rozdzielone i nie ma naprężeń zginających.

2. Przyrząd musi posiadać stosowne powiększenie, gdyż mierzone wielkości wahają się w ułamkach tysięcznych milimetra. Przytem musi być naturalnie odpowiednio czuły i posiadać stosowną precyzję wykonania.

3. Przyrząd taki musi być lekki i łatwy do umieszczenia nawet w trudno dostępnych miejscach.

Warunkom tym odpowiada w zupełności tensometr Huggenbergera. Jest to przyrząd niewielki, wymiary jego wynoszą: wysokość 165 mm, szerokość 52 mm, grubość 15 mm, waży zaledwie 70 gr. Wydłużenie mierzy się między dwoma ostrzami sporządzonymi ze specjalnie

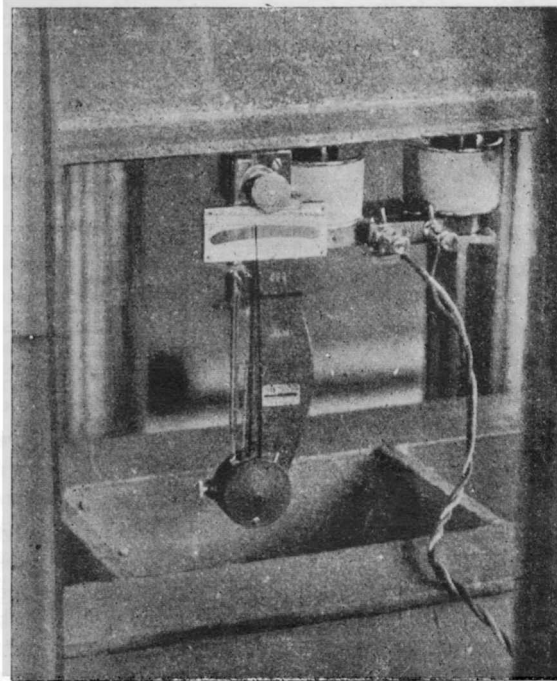
twardej stali, których odstęp wynosi zwykle 20 mm, a z których jedno jest ruchome i przenosi wahania tegoż przez system dźwigni na skalę. Powiększenie tego systemu jest około 1200 krotne. Odstęp ostrzy można zmieniać zależnie od potrzeby; są też i tensometry czulsze, posiadające powiększenie 2000 krotne, do celów praktycznych jednak z reguły wystarczy typ uniwersalny, o którym mowa, a którego powiększenie jest 1200 krotne. Wygląd przyrządu umieszczonego na belce próbnej przedstawia nam fotografia na ryc. 4.



Ryc. 4.

Tensometr na belce próbnej.

Tensometr można przytwierdzać przy pomocy stosownych urządzeń do obiektów, na którym mają być dokonane pomiary. Są to najczęściej klamry dające się



Ryc. 5.

Tensometr przytwierdzony do belki przy pomocy elektromagnesu.

regulować, lub też inne przytrzymywacze, które muszą być dostosowane do rodzaju i wielkości obiektu. Do pomiarów na konstrukcjach żelaznych, nadaje się specjalnie do tego celu skonstruowany elektromagnes, który może przytrzymywać instrument w różnych położeniach na badanym obiekcie. W badaniach niniejszych elektromagnes taki był często używany (p. ryc. 5).

Pomiary dokonuje się na następującej zasadzie: Jeżeli długość, na której wykonujemy pomiar oznaczamy przez „ l ”, zaś przez „ z ” różnicę odczytów na skali przed i po obciążeniu, w końcu przez „ n ” powiększenie, to wydłużenie jednostkowe otrzymamy z wzoru

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{z}{n \cdot l} \dots (1)$$

Napężenie zaś otrzymamy z wzoru

$$\sigma = \epsilon \cdot E = \frac{zE}{n \cdot l} \dots (2)$$

Np. $l = 2 \text{ cm}$, $n = 1200$, $z = 1 \text{ mm}$, $E = 2150000$. Jednemu mm skali odpowie zatem napężenie $\frac{1 \cdot 2150000}{1200 \cdot 20} = 89,5 \text{ kg/cm}^2 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$. . . (3)

Ponieważ skala jest tak urządzona, że można wygodnie szacować dziesiątne mm , więc wychylenia wskazówki o $0,1 \text{ mm}$ odpowie napężenie 9 kg/cm^2 , zaś odpowiednie wydłużenie Δl wyniesie

$$\Delta l = \frac{l \cdot \sigma}{E} = \frac{20,9}{2150000} = 0,000084 \text{ mm} \dots (4)$$

IV. POMIAR SPÓŁCZYNNIKA SPRĘŻYSTOŚCI.

Z wyvodu w ustępie poprzednim jest widocznem, że, by otrzymać dokładne pomiary naprężeń przy pomocy tensometru, należy znać jego powiększenie oraz współczynnik badanego materiału.

Powiększenie tensometru jest dane, gdyż przyrząd użyty do badań opisanych w niniejszej pracy, został cehowany w szwajcarskim państwowym Urzędzie Miar w Zurychu, przyczem określono powiększenie tegoż na 1242 krotnie.

Pozostaje do zbadania współczynnik sprężystości materiału, z którego huta walcowała belki użyte do doświadczeń. W tym celu wykonałem przy pomocy tensometru pomiar wydłużenia sprężystego na prętach obciążonych znaną siłą. Znając przekrój pręta i siłę, a więc napężenie σ , wydłużenie jednostkowe wzgl. różnicę odczytów na tensometrze oraz powiększenie tegoż, łatwo obliczyć współczynnik z równania 2, a mianowicie

$$E = \frac{\sigma \cdot n \cdot l}{z} \dots (5)$$

Pomiary dokonałem na trzech prętach z żelaza kwadratowego $25/25 \text{ mm}$, utwierdzonych w maszynie do rozrywania, obciążając je następnie w granicach wydłużenia sprężystego siłą, odczytaną na manometrze maszyny, mierząc przytem wydłużenie tensometrem. — Przed wykonaniem odczytów na tensometrze, poddałem pręt kilkakrotnemu obciążeniu i odciążeniu, by wyeliminować nieznaczne wydłużenie niesprężyste, które zwykle pozostaje przy pierwszym obciążeniu.

Wyniki podaję zestawione w poniższej tabelce:

Tabl. I.

$l=2 \text{ cm}, n=1242$								
Pręt Nr.	Przekrój mm	Pow. $F'=\text{cm}^2$	Odczyty na tensometrze		Różnica odczytów		$\sigma = \frac{P}{F}$ kg/cm^2	$E = \frac{\sigma n l}{z}$
			$P=0$	$P=8 \text{ t}$	z	średnia		
1	25,1/25,2	6,32	4,7	18,8	14,1	14,1	1265	2,280,000
			10,6	24,6	14,0			
			14,8	29,0	14,2			
2	25,2/25,2	6,34	5,6	19,6	14,0	14,0	1260	2,240,000
			11,2	25,3	14,1			
			18,6	32,5	13,9			
3	25,0/25,1	6,27	3,7	18,0	14,3	14,2	1275	2,280,000
			11,2	25,3	14,1			
			16,3	30,5	14,2			
średnio $E =$								2,233,000

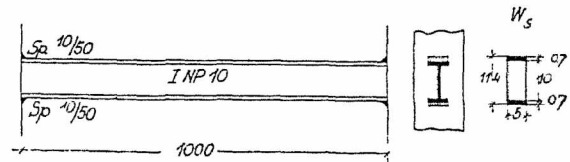
Napężenie odpowiadające w powyższych warunkach 1 mm skali tensometru obliczymy z równania 2:

$$\sigma = \frac{1 \cdot 2233000}{1242 \cdot 20} = 89,9 \sim 90 \text{ kg/cm}^2 \dots (6)$$

V. WYZNACZENIE STOPNIA UTWIERDZENIA PRZY OBCIĄŻENIU SKUPIONEM.

Mając powyższe dane można było przystąpić do przeprowadzenia prób, w sposób podany w rozdziale II. Naprzód wykonałem szereg doświadczeń dla obciążenia skupionego. Szczegółowe wyniki podaję poniżej:

Próba Nr. 1.



Rys. 6.

Próba Nr. 1.

$$W_B = 34,2 \text{ cm}^3 \text{ (wartość tablicowa)}$$

$$W_S = \frac{5}{6} \cdot \frac{11,4^3 - 10^3}{11,4} = 35,1 \text{ cm}^3$$

$$F_S = 2 \cdot 0,7 \cdot 5 = 7,0 \text{ cm}^2$$

Tabl. II.

$$1 \text{ cm} = 90 \text{ kg/cm}^2, W_B = 34,2 \text{ cm}^3$$

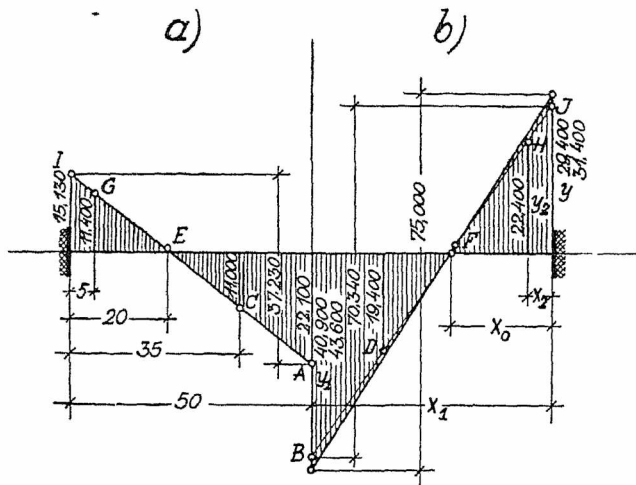
Odczyt dla $2 P =$		Różnica odczytów dla		Średnia dla		Napężenie $\sigma \text{ kg/cm}^2$	$M = \sigma W_B$ kgcm	Punkt	
0 t	1,5 t	3,0 t	1,5 t	3,0 t	1,5 t				3,0 t
$x = \frac{1}{2} = 50 \text{ cm}$									
2,6	9,9	16,5	7,3	13,9	7,2	647	22,100	A	
2,8	10,2	16,8	7,4	14,0					
3,3	10,3	16,0	7,0	12,7		13,3	1198	40,900	B
3,8	10,9	16,4	7,1	12,6					
$x = 35 \text{ cm}$									
0,8	4,4	7,0	3,6	6,2	3,6	324	11,100	C	
1,2	4,6	7,3	3,4	6,1					
5,2	9,0	11,7	3,8	6,5		6,3	567	19,400	D
5,5	9,1	11,9	3,6	6,4					
$x = 20 \text{ cm}$									
3,8	4,2	4,6	0,4	0,8	0,3	27	923	E	
3,9	4,4	4,7	0,5	0,8					
4,5	4,7	4,7	0,2	0,2		0,5	45	1,540	F
4,9	5,0	5,2	0,1	0,3					
$x = 5 \text{ cm}$									
5,0	8,4	11,8	3,4	6,8	3,7	333	11,400	G	
5,2	8,5	11,9	3,3	6,7					
1,8	5,9	9,7	4,1	7,9		7,3	657	22,400	H
2,0	6,0	9,8	4,0	7,8					

Jak widać pomiary naprężeń przeprowadzone są dla działania siły mniejszej $1,5 \text{ t}$ i dwa razy większej $3,0 \text{ t}$, przyczem ta ostatnia siła jest tak dobrana, by naprężenia w belce nie przekroczyły naprężeń dopuszczalnych. W rubryce odczytów widzimy po 4 odczyty; z tych 2 odnoszą się do lewej i 2 do prawej strony belki, by

*

wyeliminować ewentualne błędy powstałe z niezupełnie idealnie osiowego działania siły, wzgl. niesymetryczności pomiaru względem osi siły.

Obliczone w ostatniej rubryce tabeli II wartości M , naniesione na odpowiedni wykres, pozwalają nam wyznaczyć rzeczywisty przebieg momentów w belce, gdyż linja momentów jest prostą, a więc można także wyznaczyć i moment podporowy graficznie lub analitycznie.



Rys. 7.

Wykres momentów dla próby Nr. 1: a) dla 1,5 t, b) dla 3,0 t.

Jak z rys. 7 widać, punkty A, C, E, G , oraz B, D, F, H , leżą prawie dokładnie na prostej, pomiar został przeto dokonany z dostateczną dokładnością. Wystarczy zatem dokładny pomiar naprężeń w dwu punktach np. w p. B i H by określić przebieg linii momentów. Pomiar w punktach pośrednich służy tutaj dla kontroli. Punkty I i J można wyznaczyć graficznie przedłużwszy linję AG wzgl. BH do przecięcia się z rzędną podporową, lub też można obliczyć wartość rzędnej tych punktów przy pomocy następującej prostej relacji:

Jeżeli rzędną w środku rozpiętości nazwiemy y_1 , w p. H przez y_2 , zaś szukaną przez y , następnie odpowiednie odcięte przez x_1, x_2 i x_0 (rys. 7) to

$$\frac{y}{x_0} = \frac{y_2}{x_0 - x_2} = \frac{y_1}{x_1 - x_0} \quad (7)$$

$$y = \frac{x_0 y_2}{x_0 - x} \quad (8)$$

$$x_0 = \frac{y_1 x_2 + y_2 x_1}{y_1 + y_2} \quad (9)$$

dla $x = 0,5, x_2 = 0,05$ otrzymamy

$$y = 0,111 y_1 + 1,11 y_2 \quad (10)$$

W tym wypadku otrzymujemy dla p. I rzędną 15130, zaś dla p. J rzędną 29440.

Jeżeli doświadczenie zostało dobrze wykonane, to suma bezwzględnych wartości momentu dodatniego w środku belki i momentu podporowego, powinna dać moment teoretyczny dla belki wolno podpartej o tej samej rozpiętości.

W naszym przypadku moment teoretyczny dla belki wolno podpartej $M_0 = \frac{Pl}{4}$ czyli 37500 wzgl. 75000 $kgcm$.

Z całego przebiegu doświadczenia widać, iż błędu żadnego nie popełniono, najlepszym dowodem to, iż punkty leżą na linii prostej; powód tej różnicy leży zatem gdzieindziej. Leży on w samej maszynie użytej do doświadczeń lub też w podziale manometru tej maszyny. Maszyna bowiem, jak zresztą każdy przyrząd, posiada pewien błąd i jeżeli manometr tejże wskazuje obciążenie 3 t, to rzeczywista siła może być nieco mniejsza lub większa. Ponieważ jest to maszyna 100 tonowa, więc błąd kilkoprocentowy zwłaszcza przy małych siłach jest bar-

dzo prawdopodobny. Błąd ten jednak nie ma najmniejszego wpływu na wynik naszego doświadczenia, gdyż siła była we wszystkich punktach tej samej wielkości, a nam chodzi nietylko o bezwzględną wartość momentów, jak o ich stosunek, który pozostaje ten sam. Znając stosunek możemy obliczyć bezwzględne wartości momentów dla danej siły.

Otrzymujemy zatem następujące relacje:

a) dla siły 1,5 t

$$\frac{M}{M_0} = \frac{22100}{37230} = 0,594 \quad (11)$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{15130}{37230} = 0,406 \quad (12)$$

b) dla siły 3,0 t

$$\frac{M}{M_0} = \frac{40900}{70340} = 0,582 \quad (13)$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{29440}{70340} = 0,418 \quad (14)$$

Rzeczywiste wartości momentów dla siły 1,5 t wzgl. 3,0 t można teraz obliczyć, wynoszą one:

a) dla siły 1,5 t

$$M = 0,594 \cdot 37500 = 22300$$

$$M_u = 0,406 \cdot 37500 = 15200$$

b) dla siły 3,0 t

$$M = 0,582 \cdot 75000 = 43600$$

$$M_u = 0,418 \cdot 75000 = 31400$$

Wartości powyższe uwzględnione w wykresie na rys. 7 dają nam prawdziwy przebieg linii momentów dla siły 1,5 t wzgl. 3,0 t. (Linja ta na rysunku dla 3 t grubiej wyciągnięta, dla 1,5 różnica jest b. mała).

W próbie tej wynosi średnio:

$$M = \frac{0,594 + 0,582}{2} M_0 = 0,588 M_0 \quad (15)$$

$$M_u = \frac{0,406 + 0,418}{2} M_0 = 0,412 M_0 \quad (16)$$

Znając momenty utwierdzenia można teraz obliczyć naprężenia w spawkach, które wyznaczymy z wzoru⁵⁾:

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_p^2 + \sigma_m^2} \text{ gdzie } \quad (17)$$

$$\sigma_p = \frac{P}{F_s} \text{ naprężenie z siły podporowej. } \quad (18)$$

$$\sigma_m = \frac{M_u}{W_s} \text{ naprężenie z momentu podporowego } \quad (19)$$

dla siły 3,0 t otrzymamy:

$$\sigma_p = \frac{1500}{7} = 214 \text{ } kg/cm^2$$

$$\sigma_m = \frac{0,412 \cdot 75000}{35,1} = 900 \text{ } kg/cm^2$$

$$\sigma_s = \sqrt{214^2 + 900^2} = 925 \text{ } kg/cm^2$$

Próba Nr. 2.

Wobec tego, iż wstępne próby oraz dokładnie przeprowadzona próba Nr. 1 wykazały z dostateczną dokładnością, iż mierzone punkty linii momentów leżą na linii prostej, ograniczam się przy dalszych próbach do mierzenia naprężeń w dwu tylko punktach: dla $x = \frac{1}{2} = 50 \text{ cm}$ oraz dla $x = 5 \text{ cm}$; t. j. w środku rozpiętości, gdzie moment dodatni jest największy oraz możliwie blisko podpory, dla zmierzenia momentu podporowego. — Można to uczynić tembardziej, że pomiary w p. $x = 20$ i 35 cm jako bliskich punktu zerowego linii momentów,

⁵⁾ Por. projekt polskich przepisów prof. Bryły § 2, oraz „Vorläufige Vorschriften für geschweisste Stahlbauten“ § 4 ust. 3.

nie mogą być z powodu b. małych naprężeń tak dokładne jak w środku rozpiętości, lub blisko podpory.

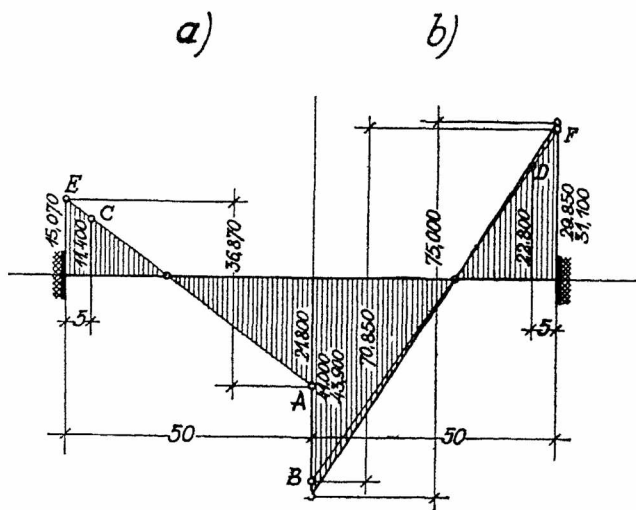
Do próby Nr. 2 użyłem tej samej belki próbnej, jednak z tą różnicą, iż słupy, w których utwierdzono belkę nie zostały uchwycone klamrami do stołu maszyny, mogły się przeto nieco ugiąć. Chodziło mi o zbadanie, czy wywiera to jakiś wpływ na wielkość utwierdzenia belki w tych słupach.

Pomiary zestawione są w poniższej tabelce.

Tabl. III.

1 mm=90 kg/cm² W_B=34,2 cm³

Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M=σW _B kgcm	Punkt
0	1,5	3,0	1,5	3,0	1,5	3,0			
$x = \frac{1}{2} = 50 \text{ cm}$									
4,0	11,3	17,4	7,3	13,4	7,1	13,3	638	21800	A
4,6	11,7	17,7	7,1	13,1					
22,0	28,9	35,4	6,9	13,4	13,3	1200	1200	41000	B
22,0	29,0	35,4	7,0	14,4					
$x = 5 \text{ cm}$									
4,5	8,4	12,0	3,9	7,5	3,7	7,4	333	11400	C
4,6	8,7	12,1	4,1	7,5					
6,7	10,1	14,0	3,4	7,3	7,4	667	667	22800	D
6,8	10,2	14,1	3,4	7,3					
$x = 0$									
dla 1,5 t: y=0,111.21800+1,11.11400=								15070	E
„ 3,0 t: y=0,111.41000+1,11.22800=								29850	F



Rys. 8.

Wykres momentów dla próby Nr. 2: a) dla 1,5t, b) dla 3,0t.

W dalszym ciągu otrzymujemy:

a) dla siły 1,5 t: M₀ = 21800 + 15070 = 36870 kgcm.

$$\frac{M}{M_0} = \frac{21800}{36870} = 0,590 \quad (20)$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{15070}{36870} = 0,410 \quad (21)$$

b) dla siły 3,0 t: M₀ = 41000 + 29850 = 70850 kgcm.

$$\frac{M}{M_0} = \frac{41000}{70850} = 0,579 \quad (22)$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{29850}{70850} = 0,421 \quad (23)$$

Wartości średnie:

$$M = \frac{0,590 + 0,579}{2} M_0 = 0,585 M_0 \quad (34)$$

$$M_u = \frac{0,410 + 0,421}{2} M_0 = 0,415 M_0 \quad (25)$$

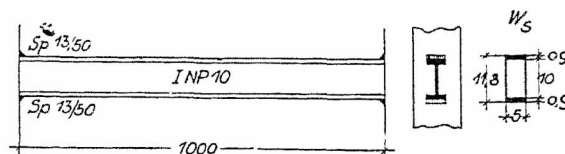
Wyniki otrzymaliśmy prawie te same co w próbie Nr. 1, zatem małe elastyczne ugięcie słupów nie wywiera tu wpływu na stopień utwierdzenia belki.

Rzeczywiste momenty dla siły 3,0 t obliczymy jak poprzednio, a mianowicie:

$$M = 0,585 \cdot 70850 = 41500 \text{ kgcm}$$

$$M_u = 0,415 \cdot 70850 = 29400 \text{ „}$$

Próba Nr. 3.



Rys. 9.

Próba Nr. 3.

$$W_B = 34,2 \text{ cm}^3 \text{ (wartość tablicowa)}$$

$$W_S = \frac{5}{6} \cdot \frac{11,8^3 - 10^3}{11,8} = 45,2 \text{ cm}^3$$

$$F_s = 2 \cdot 0,9 \cdot 5,0 = 9 \text{ cm}^2$$

Belka próbna ta sama, tylko spawki wzmocnione z 1 na 1,3 cm oraz zwiększono nacisk z 3 na 4 t.

Wyniki pomiarów podaję poniżej.

Tabl. IV.

1 mm=90 kg/cm²

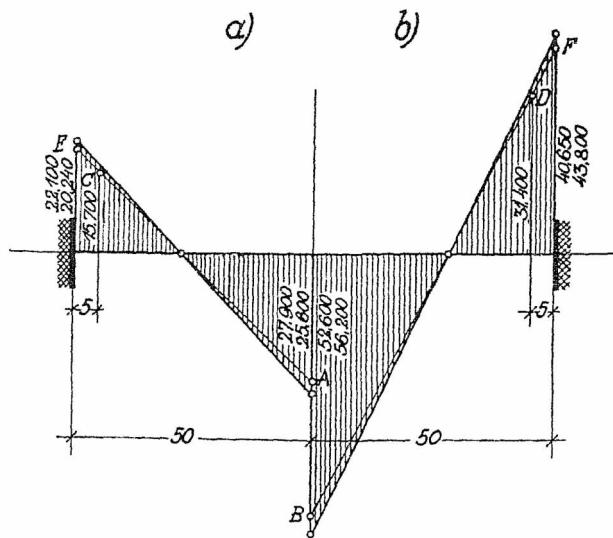
Odczyt dla 2 P=t			Różnica odczytów dla		Średnia dla		Naprężenie σ kg/cm ²	M=σW _B kgcm	Punkt
0	2	4	2	4	2	4			
$x = \frac{1}{2} = 50 \text{ cm}$									
10,8	19,0	28,0	8,2	17,2	8,3	17,1	747	25600	A
11,0	19,3	28,0	8,3	17,0					
11,0	19,4	28,2	8,4	17,2	17,1	1540	1540	52600	B
11,0	19,4	28,0	8,4	17,0					
$x = 5 \text{ cm}$									
5,7	10,2	15,0	4,5	9,3	5,1	10,2	459	15700	C
5,9	10,3	15,0	4,4	9,1					
18,2	23,8	29,3	5,6	11,1	10,2	918	918	31400	D
18,1	23,9	29,3	5,8	11,2					
$x = 0$									
dla 2 t: y=0,111.25600+1,11.15700=								20240	E
dla 4 t: y=1,111.52600+1,11.31400=								40650	F

dla 2 t otrzymujemy:

$$M_0 = 25600 + 20240 = 45840 \text{ kgcm}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{25600}{45840} = 0,558$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{20240}{45840} = 0,442$$



Rys. 10.

Wykres momentów dla próby Nr. 3: a) dla 2 t, b) dla 4 t.

dla 4 t:

$$M_0 = 52600 + 40650 = 93250 \text{ kgcm.}$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{52600}{93250} = 0,565$$

$$\frac{M_u}{M_0} = \frac{40650}{93250} = 0,435$$

Średnio wynosi:

$$M = \frac{0,558 + 0,565}{2} M_0 = 0,562 M_0 \quad (26)$$

$$M_u = \frac{0,442 + 0,435}{2} M_u = 0,438 M_0 \quad (27)$$

Naprężenie w spawkach: (dla siły 4 t)

$$\sigma_p = \frac{P}{F_s} = \frac{2000}{9} = 222 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{M_u}{W_s} = \frac{0,435 \cdot 100000}{45,2} = 963 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_p^2 + \sigma_m^2} = \sqrt{222^2 + 963^2} = 988 \text{ kg/cm}^2.$$

(C. d. n.).

Inż. Bohdan Smoleński.

Typy przyczółków mostów kolejowych i zasady ich obliczania¹⁾.

Stosowane dotychczas przez poszczególne Dyrekcje Kolei Państwowych przyczółki nowych mostów kolejowych różnią się zarówno pod względem ogólnego ich kształtu: jak i pod względem sposobów, ich obliczania. Chcąc sprawę typów przyczółków ujednostajnić, Ministerstwo Komunikacji postanowiło opracować szereg typów przyczółków w zależności od wysokości nasypu, oraz od rodzaju i rozpiętości dźwigarów mostowych. — W tym celu zostały zaprojektowane ogólne kształty przyczółków przedstawione na rysunkach 1, 2, 3, 4. i 5 oraz zostały polecone do stosowania poniżej podane zasady ich obliczania. Odnosnie do typów przyczółków niniejszym referatem objęte są tylko przyczółki proste, składające się z jednej części, (jak również bez otworów przykrytych sklepieniami) a odnoszące się do nasypów o wysokościach (wraz z warstwą balastu) do 10 m.

Pod względem kształtu przyjęte są zarówno dla mostów jednotorowych jak i dwutorowych zasadniczo przyczółki ze skrzydłami równoległymi, które w stosunku do innych rodzajów, wyróżniają się prostotą formy, większą zwartością całości przyczółka, nadają przyczółkowi większą sztywność, wymagają mniej licówki, a przytem fundament w kształcie jednej bryły jest pewniejszy niż przy skrzydłach pod kątem.

Zasadnicze wymiary przyczółków zależą od 1) wysokości nasypu, 2) od odległości między dźwigarami głównymi i 3) od rozpiętości dźwigarów.

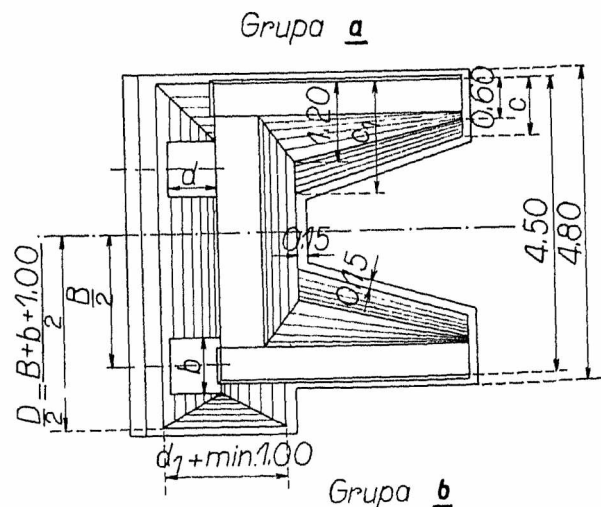
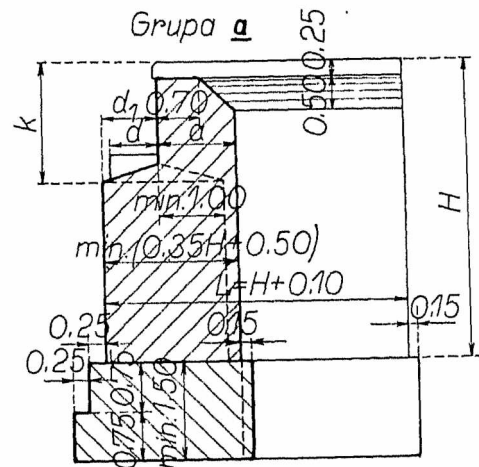
Od wysokości nasypu zależy grubość przedniej ściany przyczółka i całkowita jego długość w kierunku podłużnym mostu. Od odległości między dźwigarami głównymi zależy szerokość przyczółka w kierunku poprzecznym mostu, od rozpiętości zaś dźwigarów zależą przede wszystkim wymiary niszy przyczółkowej. Na objętość przyczółka wpływa głównie wysokość nasypu i odległość między dźwigarami głównymi, rozpiętość zaś mostu na objętość przyczółka ma wpływ względnie niewielki. Odnosnie do głównych wymiarów i w zależności od wysokości nasypu dla przyczółków mostów jednotorowych przyjęte są trzy typy:

1. Przyczółki przy wysokości nasypów wraz z warstwą balastu do 4,5 m.

2. Przyczółki przy wysokości nasypów wraz z warstwą balastu od 4,5 m do 6,5 m.

Przyczółki jednotorowe.

Typ I dla $H \leq 4,5 \text{ m}$.



Rys. 1.

¹⁾ Zatwierdzone przez Pana Ministra Komunikacji dnia 11 kwietnia 1933 na podstawie protokołu Rady Technicznej Nr. 129 z dnia 27 marca 1933 r.

3. Przyczółki przy wysokości nasypów wraz z warstwą balastu od 6,5 m do 10 m.

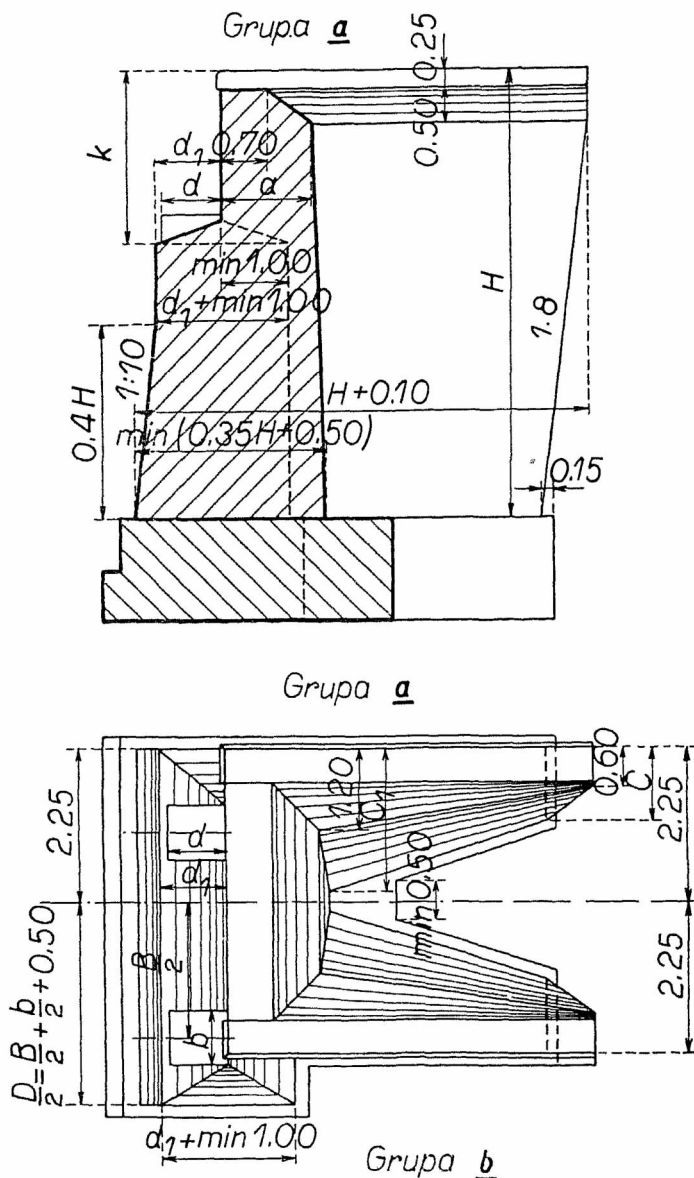
Każdy z tych trzech typów w zależności od rodzaju i rozpiętości dźwigarów może być podzielony na dwie grupy:

a) przyczółki dla mostów z jazdą górną przy odległości między osiami dźwigarów głównych mniejszej niż 2,5 m,

b) przyczółki dla mostów z jazdą dolną i górną przy odległości między osiami dźwigarów głównych, większej niż 2,5 m.

Przyczółki jednotorowe.

Typ II dla $4,5 \leq H \leq 6,5$ m.



Rys. 2.

Przyczółki mostów jednotorowych pod a) i b) różnią się tylko kształtem i wymiarami widocznych przednich swych części, pozostałe zaś wymiary (jak widać z załączonych szkiców) są jednakowe.

Dla przyczółków mostów dwutorowych przyjęte są 2 typy:

1. Przyczółki dla nasypów o wysokości wraz z warstwą balastu do 4,5 m;

2. Przyczółki dla nasypów o wysokości wraz z warstwą balastu od 4, 5 do 10 m.

Podobnie jak przy mostach dwutorowych, każdy z tych dwu typów może być podzielony na 2 grupy:

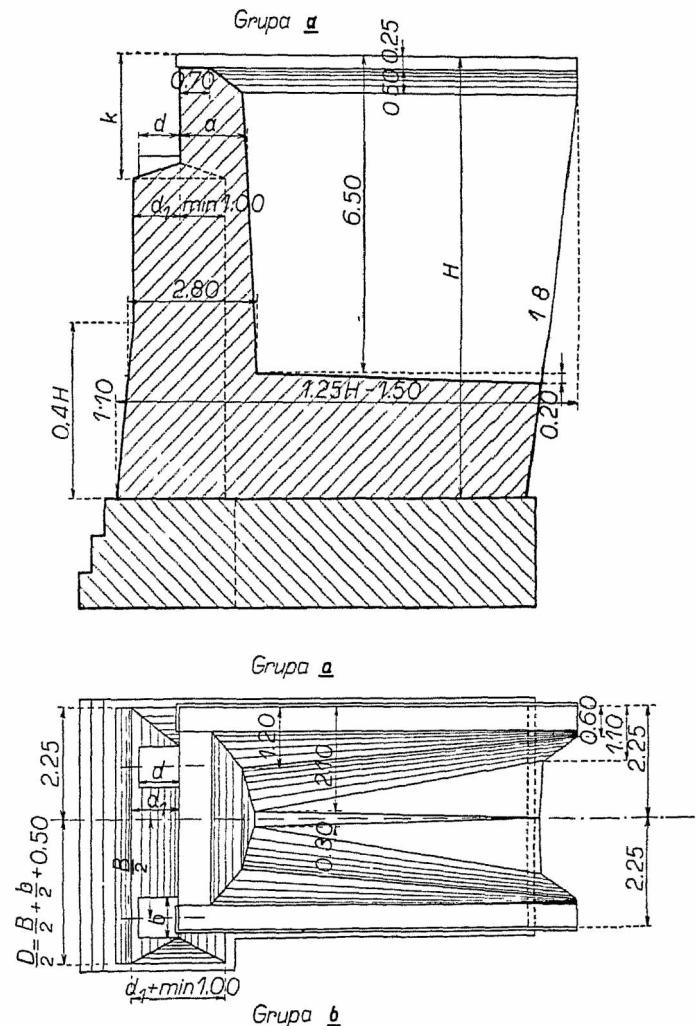
a) przyczółki dla mostów dwutorowych przy odległości między osiami torów równej 3,5 m;

b) przyczółki dla mostów dwutorowych przy odległości między osiami torów większej niż 3,5 m.

W mostach dwutorowych różnica między typami wymienionymi pod a) i b) będzie nie tylko w przedniej części przyczółków, lecz również i w odległości między skrzydłami, która będzie zależna od szerokości międzytorza.

Przyczółki jednotorowe.

Typ III dla $6,5 < H \leq 10$ m.



Rys. 3.

Przypuszczalne wymiary poszczególnych części przyczółków jednotorowych i dwutorowych odpowiednio do wyżej wymienionych typów są zaznaczone na załączonych szkicach. Ostateczne wymiary będą ustalone po szczegółowym opracowaniu projektów przyczółków dla różnych wysokości nasypu.

Wymiary k i d_1 niszy przyczółkowej winny być dostosowane do wymiarów ciosów podporowych i do wysokości ustrojowej dźwigarów mostowych na podporze wraz z wysokością łożyska.

Dla odsunięcia od zewnętrznej krawędzi przyczółka ciśnienia od dźwigarów mostowych, różnica między szerokością niszy i długością ciosu podporowego, t. j. różnica $d_1 - d$, w mostach żelaznych wynosi w zależności od rozpiętości dźwigarów 15—30 cm, a w mostach o dużych rozpiętościach i więcej.

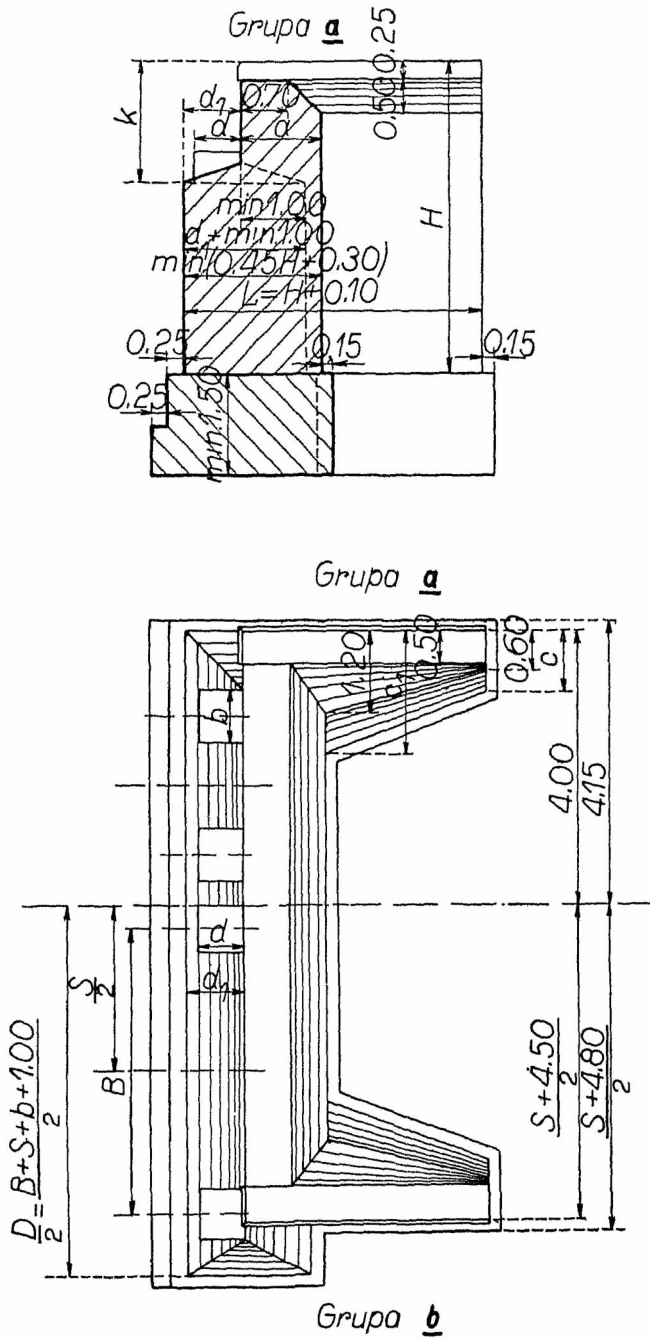
Orientacyjne wielkości wymiarów d_1 i d dla różnych rozpiętości dźwigarów są umieszczone w poniższej tabelicy.

Tablica I.

Rozpiętość dźwigarów w świetle l_0 w m	Rozpiętość teoretyczna dźwigara l w m	d	d_1	Rozpiętość dźwigara w świetle l_0 w m	Rozpiętość teoretyczna dźwigara l w m	d	d_1	
4,0	mosty żalazno- betonowe	4,50	0,50	16	17,15	0,75	0,95	
5,0		5,60	0,60	18	19,25	0,85	1,05	
6,0		6,60	0,60	20	21,30	0,90	1,10	
8,0		8,70	0,70	25	około	26,4	0,90	1,15
10,0		10,95	0,85	30		31,5	1,00	1,25
12,0	13,00	0,70	35	36,6		1,00	1,30	
14,0	15,00	0,70	40	41,7		1,10	1,40	
15,0	16,05	0,75	45	46,7		1,10	1,40	
			50	51,8	1,20	1,50		

Przyczołki dwutorowe.

Typ I dla $H \leq 4,5$ m.



Rys. 4.

Grubość przedniej ścianki a przyczołka w poziomie podstawy niszy przyczołkowej winna odpowiadać warunkowi stateczności i wytrzymałości, a zatem jest zależna od odległości od podstawy szyny do spodu ciosu oporowego, t. j. od wielkości k .

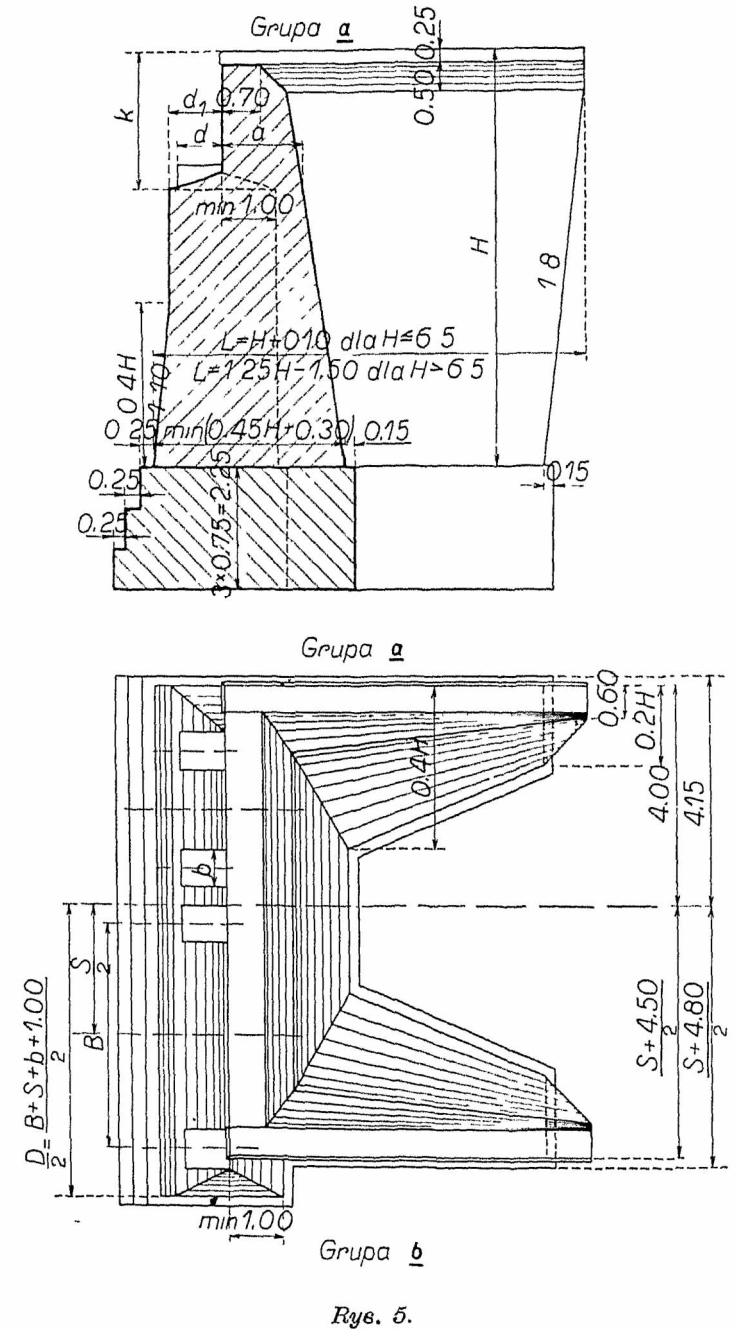
Minimalne grubości a przy projektowaniu przyczołków można przyjmować według następującego zestawienia:

Tablica II.

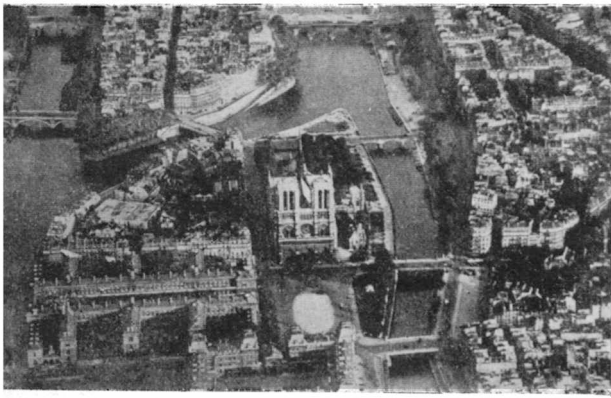
Wielkość k	min. a	Wielkość k	min. a	Wielkość k	min. a
m	m	m	m	m	m
do 1,25	1,0	2,0	1,80	3,20	1,75
1,40	1,05	2,20	1,85	3,40	1,85
1,50	1,10	2,50	1,45	$\geq 3,60$	$k/2+0,10$
1,60	1,15	2,70	1,50		
1,75	1,20	2,80	1,55		
1,90	1,25	3,00	1,65		

Przyczołki dwutorowe

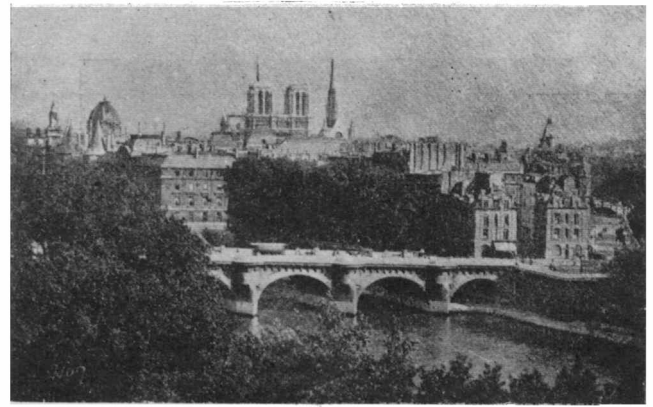
Typ II dla $H = 4,5 - 10$ m.



Rys. 5.



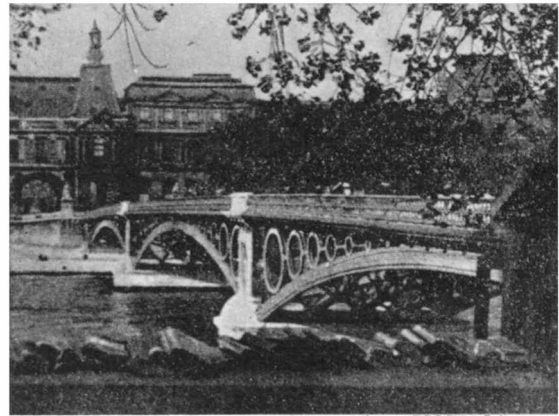
Ryc. 1. Panorama rozgałęzienia Sekwany.



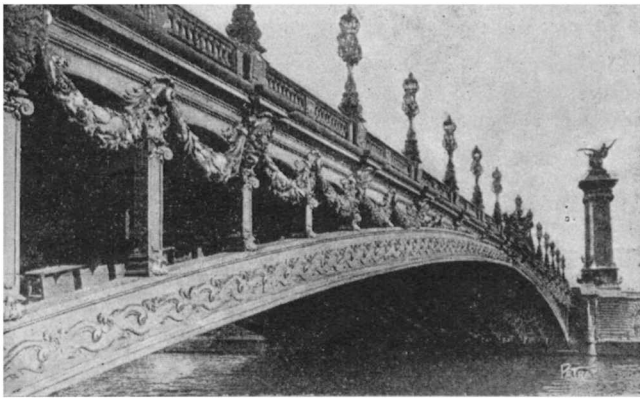
Ryc. 2. Most Nowy (Pont Neuf).



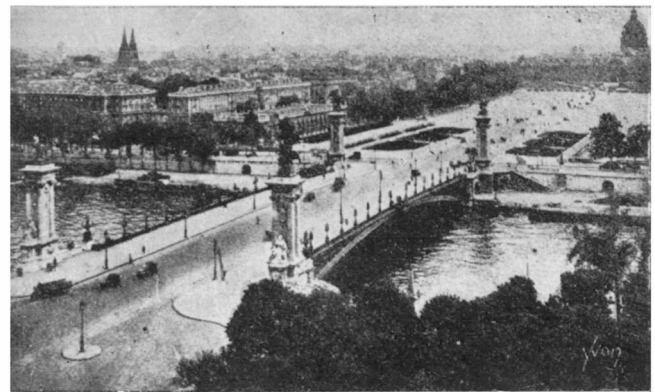
Ryc. 4. Most des Arts, w głębi Instytut.



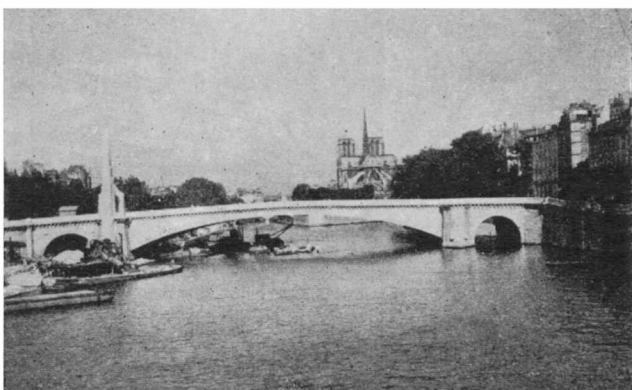
Ryc. 5. Most du Carrousel.



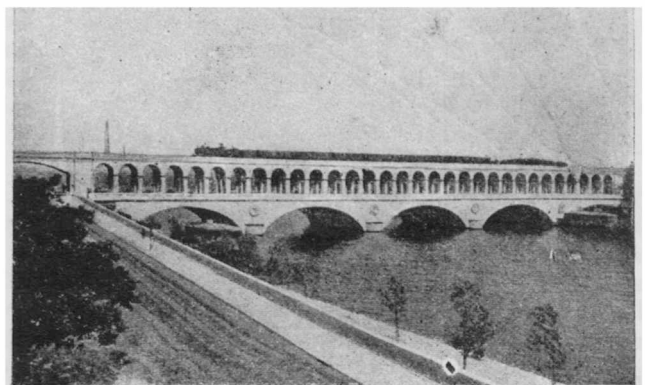
Ryc. 6. Most Aleksandra III, widok z dołu.



Ryc. 7. Most Aleksandra III, widok z góry.



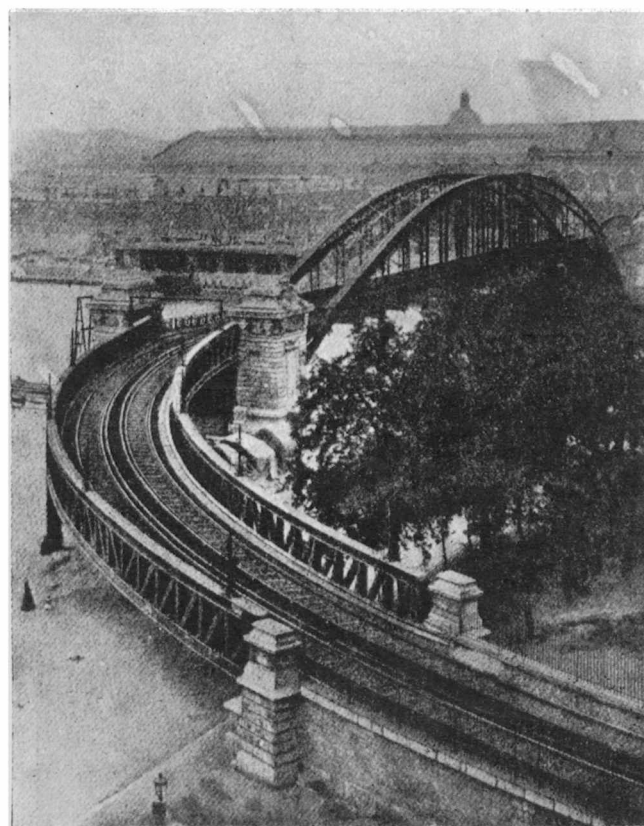
Ryc. 3. Most de la Tournelle ze statua św. Genowefy.



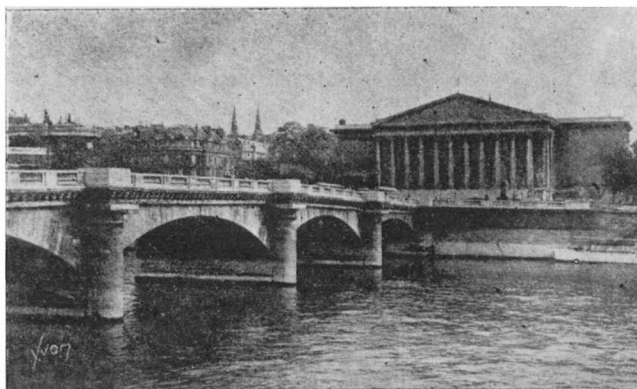
Ryc. 10. Piętrowy wiadukt d'Auteil.



Ryc. 8. Kładka Billy i wieża Eifla.



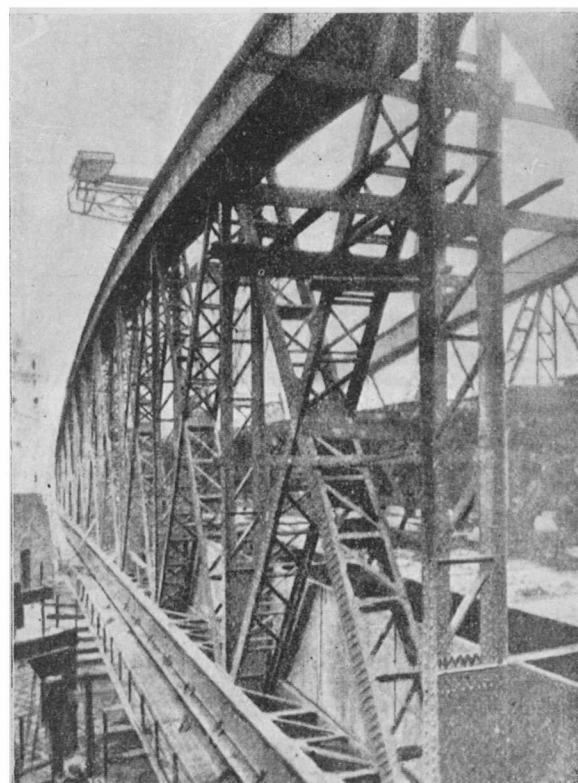
Ryc. 9. Wiadukt Austerlitz wraz z rampą helikoidalną.



Ryc. 12. Most Zgody, w głębi parlament.

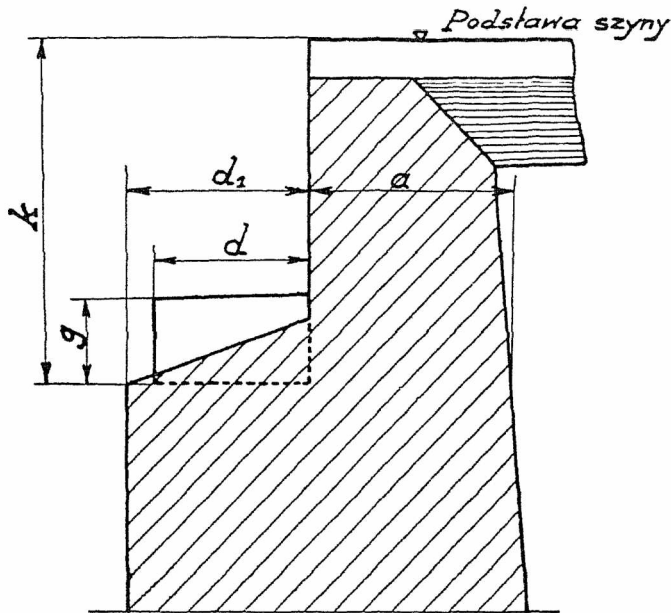


Ryc. 15. Most d'Aqueduc, nowy, w skali znacznie mniejszej,
niż na ryc. 14.



Ryc. 16. Most d'Aqueduc podczas budowy.

Całkowita długość przyczółków L t. j. długość skrzydeł wraz z grubością przedniej ściany w poziomie górnej powierzchni fundamentu (lecz bez odsadzek) winna zasadniczo odpowiadać warunkowi, aby stożek, którym zakańczą się nasyp, mógł się pomieścić wzdłuż skrzydeł.



Rys. 6.

Stożki przyczółków do wysokości nasypu $h \leq 6$ m mają nachylenie 1 : 1; przy wysokości $h > 6,0$ m, w dolnych częściach poniżej wysokości 6,0 m, stożki winny mieć nachylenie 1 : 1 $\frac{1}{4}$. Przyjąwszy pozatem, że podstawa stożka jest odsunięta od przedniej krawędzi przyczółka conajmniej o 0,10 m, oraz że u góry skrzydła winny być przedłużone poza granice stożka mniej więcej o wysokość balastu, którą średnio można przyjąć równą 0,50 m, otrzymuje się, że powyżej wspomniana długość przyczółka L wynosi conajmniej:

$$a) \text{ dla nasypu } h \leq 6,0: L = h + 0,50 + 0,10 = h + 0,60 = H + 0,10 \text{ m,}$$

$$b) \text{ dla nasypu } h > 6,0: L = 6,0 + (h - 6,0) 1,25 + 0,60 = 1,25 h - 0,90 = 1,25 H - 0,625 - 0,90 = 1,25 H - 1,525, \text{ lub okrągło } 1,25 H - 1,50 \text{ m} \text{ (} H = \text{ wysokość nasypu wraz z grubością warstwy balastu. t. j. } H = h + 0,50).$$

Przy wysokości nasypu wraz z balastem $H \leq 4,5$ m zewnętrzna ściana przyczółka przyjęta jest pionową.

Przy $H > 4,5$ proponuje się nadanie zewnętrznej ścianie zasadniczo nachylenie 1 : 10, nachylenie to jednak w poszczególnych wypadkach w zależności od miejscowych warunków może być powiększane, co daje możliwość zwiększenia stateczności przyczółka przy zmniejszeniu jego grubości.

O ileby jednak szerokość niszy przyczółkowej wraz z grubością przedniej ścianki w poziomie podstawy niszy t. j. $d_1 + \min a$ było większe niż $0,35 H + 0,60$ m dla przyczółków jednotorowych lub większe, niż $0,45 H + 0,40$ m dla przyczółków dwutorowych lub przyjęcie nachylenia 1 : 10 miałoby wywołać zwiększenie rozpiętości mostu, należy zewnętrzną ścianę przyczółka przyjmując również pionową. Nachylenie wewnętrznej ściany przyczółka zależy od różnicy $r = \min . e - (a + d_1)$ dla $H \leq 4,5$ m i od różnicy $r_1 = \min . e - (a + d_1 + 0,04 H)$ dla $H > 4,5$ m.

O ile r lub r_1 , wypada b. niewielkie (np. mniejsze niż 0,10 m dla $H \leq 4,5$ m, lub mniejsze niż 0,15 m dla $H > 4,5$ m) można wewnętrzną ścianę przyjmując pionową, powiększając odpowiednio wymiar a .

Zwiększenie grubości zarówno ściany przyczółka jak również skrzydeł ku dołowi może być osiągnięte także

przez zastosowanie stopni wysokości od 0,75 m i szerokości około 0,10 m dla skrzydeł i około 0,15 m dla ściany przyczółka, przytem przejście od jednego stopnia do niższego winno być wykonane z nachyleniem do wewnątrz.

Najmniejsza głębokość fundamentów przyjęta jest 1,5 m, przytem od strony mostu mogą być zastosowane 2 odsadzki po około 0,25 m lub jedna odsadzka i odpowiednio nachylona płaszczyzna przedniej ściany górnej części fundamentu z innych zaś stron jedna odsadzka o szerokości 0,15 m. O ile miejscowe warunki ze względu na otrzymane naprężenia na grunt wymagałyby powiększenia dolnej powierzchni fundamentu, rozszerzenie to należy uskutecznić przez wysunięcie ściany fundamentu (zapomocą odsadzek lub pochyłej płaszczyzny) od strony mostu z ewentualnym jednoczesnym pogłębieniem fundamentów.

Dla zmniejszenia ogólnej ilości muru, w przyczółkach dla $H > 4,5$ m można zastosować pochyłe ścięcie skrzydeł od strony nasypu; pochylenie to jednak nie powinno być większe, niż 1 : 8.

Dla uzyskania możliwie większego zespolenia w jedną całość poszczególnych części przyczółka, jak również dla przeciwdziałania od ewentualnych pęknięć lub uszkodzeń równoległych skrzydeł wskutek parcia ziemi w kierunku poprzecznym do osi mostu, należy w przyczółkach mostów jednotorowych skrzydła w tylnej ich części u góry połączyć zapomocą szyn (ewentualnie belek żelaznych) zakotwionych w ścianach skrzydeł, a pomiędzy nimi zabetonowanych. Połączenia te powinny być obliczone na zginanie od obciążenia osi parowozu i na zerwanie wskutek parcia ziemi.

Po przyjęciu wszystkich wymiarów poszczególnych części przyczółków, powinny być dla ich obliczenia ustalone zarówno pionowe, jak również poziome siły działające na przyczółek.

Siły pionowe, działające na przyczółek, składają się z ciężaru własnego przyczółka, z ciężaru ziemi, znajdującej się na przyczółku i z ciśnienia przenoszonego przez dźwigary mostowe, a pochodzącego od ich wagi własnej, jak również od obciążenia dźwigarów ciężarem ruchomym.

Siły poziome, działające na przyczółek, stanowią:

I. Parcie ziemi na przyczółek, jako na mur oporowy.

II. Siły wskutek hamowania pociągu, znajdującego się na moście, lub na odłamie nasypu poza przyczółkiem.

1. Przy wyznaczaniu wielkości parcia ziemi na tylną ściankę przyczółka są rozpatrzone najpierw warunki dla naziomu nieobciążonego, a następnie uwzględniamy wpływ obciążenia ruchomego, znajdującego się na odłamie nasypu za przyczółkiem.

A) Wielkość parcia ziemi na mur oporowy przy nieobciążonym płaskim naziomie ogólnie można wyrazić zapomocą wzoru:

$$E = n \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \dots \quad (1)$$

W tym wzorze przyjęte są następujące oznaczenia: E = parcie ziemi na jednostkę długości muru oporowego o wysokości H , γ = ciężar gatunkowy materiału nasypu H = wysokość muru oporowego n = współczynnik zależny od wielkości kąta stoku naturalnego φ , od wielkości kąta δ nachylenia kierunku parcia ziemi do prostopadłej względem tylnej ściany przyczółka i od nachylenia naziomu do poziomu.

Przy wyznaczaniu współczynnika n w dalszym ciągu będzie przyjmowane że naziom jest poziomy. Wielkość kąta nachylenia stoku φ zależna jest od rodzaju materiału znajdującego się za przyczółkiem, jak również od stopnia nasycenia tego materiału przez wodę. Dla materiałów używanych do nasypów za przyczółkiem i przy zastosowaniu odpowiedniego ich odwodnienia

Tablica III.

Tablica wartości współczynnika n we wzorze 1) w zależności od kąta φ i δ .

Wielkość kąta φ	$\delta=0^{\circ}$			$\delta=14^{\circ}$			$\delta=1/2 \varphi$			$\delta=2/3 \varphi$			$\delta=3/4 \varphi$			$\delta=\varphi$		
	n	n	$n \cdot \cos 14^{\circ}$	$n \cdot \sin 14^{\circ}$	n	$n \cdot \cos \delta$	$n \cdot \sin \delta$	n	$n \cdot \cos \delta$	$n \cdot \sin \delta$	n	$n \cdot \cos \delta$	$n \cdot \sin \delta$	n	$n \cdot \cos \delta$	$n \cdot \sin \delta$		
30°	0,167	0,1515	0,147	0,0867	0,151	0,146	0,0891	0,149	0,140	0,0510	0,148	0,137	0,0567	0,1489	0,129	0,0745		
31°	0,1601	0,1453	0,141	0,0852	0,145	0,140	0,0888	0,143	0,134	0,0505	0,143	0,131	0,0563	0,143	0,123	0,0737		
32°	0,154	0,1401	0,136	0,0839	0,139	0,134	0,0884	0,137	0,128	0,0500	0,137	0,125	0,0557	0,1384	0,117	0,0733		
33°	0,147	0,1350	0,131	0,0826	0,133	0,128	0,0879	0,133	0,123	0,0497	0,132	0,120	0,0553	0,134	0,112	0,0730		
34°	0,142	0,1290	0,126	0,0813	0,129	0,123	0,0876	0,127	0,117	0,0489	0,127	0,115	0,0549	0,129	0,107	0,0721		
35°	0,136	0,1244	0,121	0,0801	0,123	0,117	0,0869	0,122	0,112	0,0483	0,123	0,110	0,0543	0,125	0,102	0,0717		
36°	0,130	0,1193	0,116	0,0289	0,118	0,112	0,0864	0,117	0,107	0,0476	0,118	0,105	0,0535	0,121	0,098	0,0711		
37°	0,124	0,1145	0,111	0,0277	0,113	0,107	0,0858	0,114	0,103	0,0473	0,113	0,100	0,0526	0,1177	0,094	0,0708		
38°	0,119	0,1098	0,1065	0,0266	0,109	0,103	0,0854	0,108	0,098	0,0464	0,108	0,095	0,0516	0,1125	0,0887	0,0693		
39°	0,114	0,1053	0,1022	0,0255	0,104	0,098	0,0847	0,105	0,094	0,0459	0,104	0,091	0,0510	0,1087	0,085	0,0684		
40°	0,109	0,1000	0,0977	0,0243	0,100	0,094	0,0842	0,100	0,089	0,0447	0,100	0,087	0,0502	0,1051	0,081	0,0676		

Tablica IV.

Wartości $n \cdot \gamma \cos \delta = m$ do wzoru $E = m H^2$

Wielkość kąta φ	$\delta=0^{\circ}$			$\delta=14^{\circ}$			$\delta=1/2 \varphi$			$\delta=2/3 \varphi$			$\delta=3/4 \varphi$			$\delta=\varphi$		
	$\gamma=1,6$	$\gamma=1,7$	$\gamma=1,8$	$\gamma=1,6$	$\gamma=1,7$	$\gamma=1,8$	$\gamma=1,6$	$\gamma=1,7$	$\gamma=1,8$	$\gamma=1,6$	$\gamma=1,7$	$\gamma=1,8$	$\gamma=1,6$	$\gamma=1,7$	$\gamma=1,8$	$\gamma=1,6$	$\gamma=1,7$	$\gamma=1,8$
30°	0,267	0,284	0,301	0,235	0,250	0,265	0,234	0,248	0,263	0,224	0,238	0,252	0,219	0,233	0,247	0,206	0,219	0,232
31°	0,256	0,272	0,289	0,227	0,240	0,254	0,224	0,238	0,252	0,214	0,228	0,241	0,210	0,223	0,236	0,197	0,209	0,221
32°	0,246	0,262	0,277	0,218	0,231	0,245	0,214	0,228	0,241	0,205	0,218	0,230	0,200	0,213	0,225	0,187	0,199	0,211
33°	0,235	0,250	0,265	0,210	0,223	0,236	0,205	0,218	0,230	0,197	0,209	0,221	0,192	0,204	0,216	0,179	0,190	0,202
34°	0,227	0,241	0,256	0,202	0,214	0,227	0,197	0,209	0,221	0,187	0,199	0,211	0,184	0,196	0,207	0,171	0,182	0,193
35°	0,218	0,231	0,245	0,194	0,206	0,218	0,187	0,199	0,211	0,179	0,190	0,202	0,176	0,187	0,198	0,163	0,173	0,184
36°	0,208	0,221	0,234	0,186	0,197	0,209	1,179	0,190	0,202	0,171	0,182	0,193	0,168	0,179	0,189	0,157	0,167	0,176
37°	0,198	0,211	0,223	0,178	0,189	0,200	0,171	0,182	0,193	0,165	0,175	0,185	0,160	0,170	0,180	0,150	0,160	0,169
38°	0,190	0,202	0,214	0,170	0,181	0,192	0,165	0,175	0,185	0,157	0,167	0,176	0,152	0,162	0,171	0,142	0,151	0,160
39°	0,182	0,194	0,205	0,164	0,174	0,184	0,157	0,167	0,176	0,150	0,160	0,169	0,146	0,155	0,164	0,136	0,145	0,153
40°	0,174	0,185	0,196	0,156	0,166	0,176	0,150	0,160	0,169	0,142	0,151	0,160	0,139	0,148	0,157	0,130	0,138	0,146

kąt φ przyjmowany jest w granicach od 30°–40°. Co do kierunku parcia ziemi, t. j. co do wielkości kąta δ , to pod tym względem w praktycznych zagadnieniach i obliczeniach przyjmowany on jest w granicach od 0 do φ . Teoretyczne i naukowe rozważenia przez różnych autorów tego przedmiotu również nie dały zgodnych wyników, lub wniosków, które można by przyjąć za ostateczne wskazówki.

W powyższych tablicach są podane wielkości współczynnika n , jak również wartości $n\gamma$ dla kątów φ w granicach od 30° do 40° i dla kątów δ równych: 0°, 14°, $1/2 \varphi$, $2/3 \varphi$ i $3/4 \varphi$ i kątowi φ (wartość $\delta=14^{\circ}$ jest podana przez Prof. K. Skibińskiego).

Jakkolwiek podane powyżej wartości n , $n \cdot \cos \delta$, $n \cdot \sin \delta$, $n \cdot \gamma \cdot \cos \delta$ odnoszą się do tylnych ścian pionowych, zostały one zastosowane do obliczenia wielkości parcia ziemi na przyczółki, gdyż w projektowanych typach przyczółków odchylenia tylnych ścian od kierunku pionowego będą bardzo nieznaczne.

Do obliczenia przyczółków przyjmować należy tylko składowe poziome wartości E . Przez przepuszczenie składowych pionowych pewność obliczenia zostaje zwiększona.

W następnej tablicy IV są umieszczone wartości $n \cdot \cos \delta \cdot \gamma = m$ dla trzech wartości $\gamma = 1,6, 1,7$ i $1,8 t/m^3$ przy wartościach φ w granicach 30°–40° i $\delta = 0^{\circ}, 14^{\circ}, 1/2 \varphi, 2/3 \varphi, 3/4 \varphi$ i φ .

Z powyższej tablicy jest widoczne, że wartości

współczynnika m różnią się bardzo znacznie w zależności od wielkości γ , φ i δ .

Ministerstwo Komunikacji poleciło przy obliczaniu przyczółków przyjmować wartość $m = 0,2$.

Wartość ta odpowiada, jak wskazuje tablica, następującym warunkom:

- dla $\delta = 0$
 - $\varphi = 37^{\circ}$ $\gamma = 1,6 t/m^3$
 - $\varphi = 37,5^{\circ}$ $\gamma = 1,65$ "
 - $\varphi = 38^{\circ}$ $\gamma = 1,7$ "
- dla $\delta = 14^{\circ}$
 - $\varphi = 34^{\circ}$ $\gamma = 1,6$ "
 - $\varphi = 35^{\circ}$ $\gamma = 1,65$ "
 - $\varphi = 37^{\circ}$ $\gamma = 1,8$ "
 - $\varphi = \sim 33,5^{\circ}$ $\gamma = 1,6$ "
 - $\varphi = \sim 35^{\circ}$ $\gamma = 1,7$ "
 - $\varphi = \sim 36^{\circ}$ $\gamma = 1,8$ "
- dla $\delta = 1/2 \varphi$
 - $\varphi = 32,5^{\circ}$ $\gamma = 1,6$ "
 - $\varphi = 33,2^{\circ}$ $\gamma = 1,65$ "
 - $\varphi = 34^{\circ}$ $\gamma = 1,7$ "
 - $\varphi = 35^{\circ}$ $\gamma = 1,8$ "
- dla $\delta = 2/3 \varphi$
 - $\varphi = 32^{\circ}$ $\gamma = 1,6$ "
 - $\varphi = \sim 33,5^{\circ}$ $\gamma = 1,7$ "
 - $\varphi = \sim 35^{\circ}$ $\gamma = 1,8$ "
- dla $\delta = 3/4 \varphi$
 - $\varphi = 31^{\circ}$ $\gamma = 1,6$ "
 - $\varphi = 32^{\circ}$ $\gamma = 1,7$ "
 - $\varphi = 33^{\circ}$ $\gamma = 1,8$ "

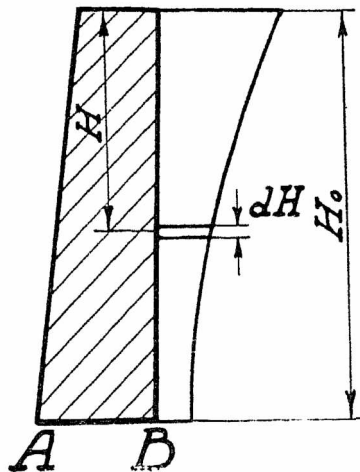
W dalszych obliczeniach zostało przyjęte $n \cos \delta = 0,121$ (z tablicy III) co odpowiadałoby $\gamma = 1,65 t/m^3$

Przy tym przyjęciu do obliczeń przy-
czółków należy wprowadzić parcie ziemi
jako poziome, a wielkość tego parcia na
1 mb ściany o wysokości H przy nieobciążo-
nem naziomie wyrazi się wzorem: $E=0,2 H^2$.

B) Wpływ obciążenia ruchomego.

Wielkość parcia ziemi od obciążenia ruchomego
jest wyznaczona dla dwóch przyjęć:

1. Jeżeli przy rozpatrywaniu wpływu obciążenia
ruchomego na wielkość parcia ziemi, będzie uwzględ-
niona ta okoliczność, że ciężar leżący na naziomie roz-
kłada się na coraz większą powierzchnię w miarę odda-
lenia danej warstwy od naziomu, to ciśnienie od cięż-
aru ruchomego postawionego na odłamie nasypu nie
będzie jednakowe dla różnych wysokości H przyczółka.
Dla górnych części będzie to ciśnienie większe, zaś
dla dolnych będzie mniejsze, gdyż ciśnienie tam będzie
się rozkładać na większą powierzchnię.



Rys. 7.

Oznaczając ciężar ruchomy przez P , długość pod-
stawy jego przez l , szerokość na jaką ciężar rozkłada
się w naziomie przez b , a wysokość nasypu zastępczego,
który daje to samo ciśnienie co i ciężar ruchomy przez
 h , to przyjmując rozkład ciśnienia według prostej pod
kątem 45° otrzymuje się:

$$\gamma \cdot b \cdot l \cdot h = P \text{ lub } \gamma \cdot h = \frac{P}{b \cdot l} = P_1$$

²⁾ (E w t , H w m).

a elementarne parcie na 1 mb ściany na głębokości H
 $dE = 2 \times n \times p_1 \times \frac{b}{b+2H} \times dH = 2 \times n \times p_1 \times \frac{b}{b+2H} dH$
($tg \alpha = 1$) gdzie n jak wyżej podano = 0,121.

Ciśnienie na całkowitą wysokość H_0 wyniesie:

$$E = 2 \times n \times p_1 \times b \int \frac{dH}{b+2H} = 2 \times n \times p_1 \times \frac{b}{2} \left[\ln(b+2H) \right]_0^{H_0} =$$

$$= 2 \times n \times p_1 \times \frac{b}{2} \ln \left(1 + \frac{2H_0}{b} \right) = 2 \times n \times p_1 \times \frac{b}{2} \times 2,303 \times$$

$$\times \lg \left(1 + \frac{2H_0}{b} \right) \dots \dots \dots (3)$$

Moment względem AB od tych ciśnień odpowie-
dnio wyraża się wzorami:

$$dM = dE(H_0 - H) = 2n \times p_1 \times \frac{b}{b+2H} (H_0 - H) dH$$

i całkowity moment:

$$M' = 2n \times p_1 \times b \int_0^{H_0} \frac{(H_0 - H)}{(b+2H)} dH =$$

$$= 2n \times p_1 \times b \left[H_0 \int_0^{H_0} \frac{dH}{b+2H} - \frac{1}{2} \int_0^{H_0} \frac{2H \times dH}{b+2H} \right] =$$

$$= 2n \times p_1 \times b \left[\frac{H_0}{2} \cdot \ln \left(1 + \frac{2H_0}{b} \right) - \frac{1}{4} H_0 + \frac{b}{4} \ln \left(1 + \frac{2H_0}{b} \right) \right] =$$

$$= 2n \times p_1 \times b \left[\frac{b+2H_0}{4} \times 2,303 \lg \left(1 + \frac{2H_0}{b} \right) - \frac{H_0}{2} \right] \dots (4)$$

2) Przy przyjęciu, że ciśnienie ziemi rozkłada się,
niezależnie od głębokości, tylko zawsze na szerokość
tylną przyczółka B wielkość parcia od obciążenia ruch-
omego otrzymuje się ze wzoru:

$$E'' = 2n \cdot \gamma \cdot h_1 \cdot H_0 \text{ gdzie } \gamma \times h_1 = \frac{P}{l \times B} = P_2 \text{ t. j.}$$

$$E'' = 2n \cdot p_2 \times H_0 \dots \dots \dots (5)$$

a moment tego parcia:

$$M'' = 2n \cdot p_2 \times \frac{H_0^2}{2} = n \times p_2 \times H_0^2 \dots \dots (6)$$

Dla porównania została obliczona wielkość parcia
ziemi dla obydwu przyjęć t. j. według wzorów (3) i (5)
a następnie wielkość momentów według wzorów (4) i (6),
przytem obliczenia te są przeprowadzane najpierw dla
przyczółków mostów jednotorowych a następnie dla
przyczółków mostów dwutorowych. (Dok. nast.).

Inż. Dr. Alfons Chmielowiec.

Mosty paryskie i ich rozbudowa*).

I. Mosty na Sekwanie.

Omówię tu mosty na Sekwanie, w szczególności
rozszerzenie mostu Zgody, który w lutym br. stał się
widownią krwawych demonstracji i rekonstrukcję mo-
stu d'Agueduc nad dworcem Wschodnim. Sekwana prze-
pływa Paryż na długości 12 km, rozgałęzia się w cen-
trum miasta tworząc dwie wyspy, z których Cité była
kolebką Paryża. Od niepamiętnych czasów komuniko-
wali się mieszkańcy Paryża, który przerzucił się z wysp
na oba brzegi Sekwany, ponad rzeką przy pomocy mo-
stów. Obecnie jest ich w obrębie miasta 36. Mosty: Arcy-
biskupstwa (Archeveché), św. Ludwika i Ludwika Filipa
stanowią łącznie jedno łamane przekroczenie Sekwany,
która opływa obie wyspy trzema ramionami (ryc. 1).
Sekwanę dwuramienną przekracza 18 mostów czyli 9 par,
razem więc jest 25 całkowitych przekroczeń. Na mapie

Paryża Sekwana, o ile nie oznaczono jej innym kolorem,
nie różni się niczem od jakiejkolwiek pary ulic, mniej-
więcej równoległych. Ulice biegnące poprzecznie tak ją
swobodnie przecinają, jak gdyby ona nie była żadną
przeszkodą. A przecież to jest rzeka, która w miejscu
najbardziej zwartem, pod mostem Aleksandra III, przy
stanie średnim posiada szerokość 107,50 m, a która po-
między bulwarami dochodzi do 200 m.

Z pośród obecnie istniejących mostów najstarszym
jest most Nowy (Pont Neuf) (ryc. 2), wybudowany w la-
tach 1578—1604. Następnie idą Marie 1614—1635, Kró-
lewski 1685—1689 i Concorde, czyli Zgody 1787—1791.
Wszystkie oczywiście kamienne, sklepione. Najnowszym
jest most de la Tournelle 1922—1927, żelbetowy (tylko on
jeden) z wysokim posągami św. Genowefy, patronki Pa-
ryża, dłuta polskiego rzeźbiarza Landowskiego (ryc. 3).
Dalej idą Notre Dame 1910—1914, Passy 1903—1906,
wiadukt Austerlitz 1903—1905. (Francuzi nazywają wia-

*) Por. tabl. I i II.

duktami mosty, które służą do przeprowadzenia kolei podziemnej, t. zw. metro, lub kolei obwodowej, de la Ceinture), kładka Billy 1899—1900 i most Aleksandra III 1897—1900.

Mosty paryskie reprezentują więc przeszło trzy wieki techniki mostowej. Brak tu tylko mostów wiszących, gibkich, tak powszechnych w ubiegłym wieku. Mosty takie były, lecz ustąpiły miejsca mostom sztywnym. Np. de Bercy, St. Louis, L. Philippe, d'Arcole. W mostach paryskich XIX w. śledzić można rozwój technologii żelaza i stali. Najstarszy z mostów żelaznych, des Arts, 1804 (ryc. 4) jest z żeliwa (leizny, żelaza lanego), zarówno jak i mosty du Carrousel 1834, Au Double 1847, Solferino 1859, Sully 1876¹⁾. Most św. Ludwika wybudowano w roku 1811 z drzewa, w roku 1842 zastąpiono go kładką wiszącą, na jej miejsce zaś postawiono w roku 1862 obecny most żeliwny. Most du Carrousel (ryc. 5) inżyniera Polonceau posiada łuki drewniane z desek na płask jedną nad drugą, objętych żeliwnymi blachami, które złączone parami na śruby tworzą eliptyczną rurę wypełnioną drzewem. Jest to więc połączenie elastycznego drzewa z kruchem żeliwem, chroniącym od gnicia i pożaru. Jezdnia 7 m szeroka i chodniki po 3 m nie wystarczają już dla obecnego ruchu, wobec czego istnieje projekt wybudowania nieco poniżej, naprzeciw Luwru mostu kamiennego o jezdni 21 m i chodnikach po 6 m. Most Aleksandra III (ryc. 6) na łukach trójprzegubowych przy rozpiętości $l = 107,50$ m ma strzałkę za ledwie $f = 6,28$ m. Stosunek zatem strzałki do rozpiętości jest rekordowo śmiały, $f:l = 1:17$. Łuki są ze stali na wzór sklepień kamiennych: zamiast ciosów — klince, odlane ze stali twardej. Most ten jest jednym z najdroższych i najpiękniejszych na ziemi, a przytem zapewne najszerszy (40 m). (Ryc. 7).

Pod względem statycznym są to wszystko prawie mosty łukowe o pomoście górą. Wyjątek stanowią: wiadukt Austerlitz $l = 140$ m i kładka Billy (ryc. 8) o pomoście zawieszonym. Wyspa wzgl. grobla Łabędzi (Île de Cygnes) przedziela wiadukt sur la Seine na dwie części: jedną jest most łukowy o pomoście wgłębionym, drugą trzyprzęsłowy most belkowy. Dźwigary główne mostu Mirabeau stanowią przejście od łuku do belki. Są to łuki trójprzegubowe ze wspornikami wystającymi na zewnątrz, albo raczej belki ciągłe trójprzęsłowe z przegubem w środku i zakotwieniem na skrajnych podporach. Wiadukt Passy stanowią dwa mosty wspornikowe, przedzielone od siebie wyspą Łabędzi. Dźwigarami głównymi są tu belki trzyprzęsłowe ciągłe przegubowe z belką zawieszoną w środkowym prześle. Kształt podniebienia łuków stanowi najczęściej półelipsa, rzadziej półkoła (Marie) lub odcinek koła (Archeveché, Mały, Concorde, Invalides, Iena).

Katastrofalna powódź w r. 1910 spowodowana była w wysokim stopniu mostami de la Tournelle, Notre Dame i Archeveché z powodu zbyt grubych i gęstych filarów a małych rozpiętości i mostem d'Alma (w pobliżu pomnika Mickiewicza i ambasady polskiej), z powodu zbyt małej wysokości wolnej pod mostem. Toteż zaraz potem przystąpiono do zabezpieczenia potrzebnego profilu dla wielkiej wody. Tuż przed wojną ukończono wymianę starego mostu kamiennego Notre Dame na nowy stalowy ($l = 61,67$ m). Po wojnie zastąpiono kamienny most de la Tournelle wspomnianym wyżej mostem żelbetowym.

Ryc. 9 przedstawia wiadukt Austerlitz wraz z dojazdową rampą w wielkim spadku i wielkiej krzywiźnie. Metro wynurza się z pod ziemi, wspina się ruchem helikoidalnym na most, przekracza Sekwanę prostopadłe do jej biegu, aby się znów zapaść pod ziemię na drugim

¹⁾ Pierwszy most żelazny na świecie wybudowano w latach 1776—1779 nad Severn pod Coalbrookdale w Anglii (most łukowy żeliwny $l = 31$ m).

brzegu. Dźwigary rampy są wyraźnie zakrzywione w planie²⁾. Wiadukt d'Auteuil (ryc. 10) z okresu II. Cesarstwa jest ostatnim mostem przed opuszczeniem miasta przez rzekę. Jestto most piętrowy, podobnie jak de Bercy i Passy. Most dolny przecina 5 łukami Sekwanę 175 m szeroka i dźwiga na sobie wiadukt z 41 łuków, po którym jedzie kolej.

Przy budowie mostów w Paryżu kwestja kosztów nie gra roli. Tu decydują względy estetyczne i urbanistyczne. Architekt ma głos często przed inżynierem. Stąd okładzina kamienna na moście de la Tournelle, aby ukryć beton, który dla architekta wciąż jeszcze nie ma tych praw, co kamień. Stąd fantazyjne, lecz nieuzasadnione statyką wypełnienie pachwin mostu du Carrousel obręczami, zaś w moście des Arts ukośniami i krzywymi prętami (ryc. 4) zamiast prostych pionowych słupków. Stąd przyczepki z leizny u mostów żelaznych, na które byśmy się dziś niebardzo decydowali. Trzeba na nie patrzeć oczyma danej epoki. Dziś panuje konstruktywizm w architekturze, odznaczający się celowością statyczną i użytkową i brakiem wszelkich ornamentów. Trudno jednak nie podziwiać mostu Aleksandra III (ryc. 6) z bogactwem rzeźb zdobiących zewnętrzne łuki, pysznych barjer, wspaniałych lampionów i potężnych portali. (Niemiec jest poważny, ciężki. Francja, a zwłaszcza Paryż, reprezentują kobiecą lekkość i swywołną kokieterję. A któż nie podziwia strojów i klejnotów u wytwornych dam!). Tem się też tłumaczy stosunkowo długie hołdowanie kruchemu żeliwu, kiedy w Anglii już w r. 1850 otwarto most „Britania“ z żelaza spawanego.

II. Rozszerzenie mostu Zgody.

Pierwotny most Zgody (de la Concorde) miał jezdnię 8,75 m szeroka i 2 chodniki po 3 m. Wobec wzmagającego się wciąż ruchu na placu Zgody, dawno już okazał się za wąski. Kiedy w roku 1925 sąsiedni most Aleksandra III włączono do terenów wystawy sztuk dekoracyjnych, jego ruch kołowy skierował się na most Zgody, który musiano w całości oddać pojazdom z postanowieniem krawężników po 30 cm, a dla pieszych wykonano obok żelazną kładkę jako prowizorium. Stan ten pozostał i po zamknięciu wystawy. O przywróceniu pierwotnej szerokości jezdni nie było nawet mowy, a prowizorium nie mogło zostać à la longue: zdecydowano się rozszerzyć most na 35 m: jezdnię 25 m i chodniki po 7 m.



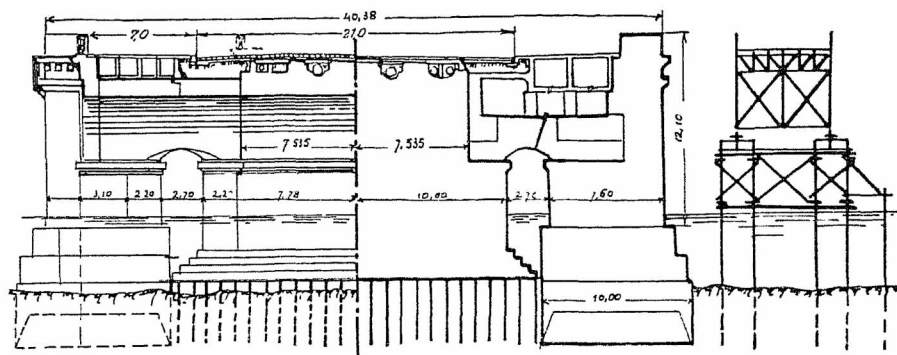
Ryc. 11. Plac i most Zgody (Concorde). Na moście chodniki zniesione.

Plac Zgody (de la Concorde) najwspanialszy zapewne na świecie (ryc. 11) znajduje się na przecięciu pod kątem prostym dwu ważnych linii urbanistycznych:

²⁾ Jestto, zdaje się, jedyny na świecie wypadek tego rodzaju. Mosty w łuku wykonujemy jako szereg prześel prostych, tworzących w planie linię łamaną.

potężnej wspinałej alei Luwr — Łuk Triumfalny i linii kościoła La Madeleine — parlament, poprzez obelisk z Łuktoru. Wzdłuż tej to właśnie linii biegnie oś mostu Zgody na Sekwanie. Względy urbanistyczne nakazywały utrzymać oś mostu bez zmiany, co wykluczało rozszerzenie jednostronne, najtańsze i chroniące jedną bodaj stronę mostu od zniszczenia. Mimo całej pietyzmu dla historycznej wartości czołowych ścian mostu, które wykonano podobno z materiałów ze zburzonej Bastylji, trzeba było most rozszerzyć z obu stron.

Dawne mosty rzymskie miały przesła krótkie o podniebieniu półkoliste i grube filary, które stanowiły spiętrzającą zaporę dla prądu wody. To też większość ich uległa zniszczeniu przez gwałtowny niepohamowany żywioł. Dopiero później, w średnich wiekach, próbowano budować łuki odcinkowe o większych nieco rozpiętościach, zmniejszając w ten sposób ilość filarów na rzece. Wielkiego przewrotu w mostownictwie dokonał w XVIII w. genialny inżynier Perronet, założyciel i pierwszy dyrektor Szkoły dróg i mostów (École Nationale des Ponts et Chaussées), której wychowankom zawdzięcza Francja wszystkie znaczniejsze swe mosty. Wybudował on 13 wielkich mostów z kamienia, bardzo śmiałych nie tylko jak na swój czas, ale i z punktu widzenia nowoczesnej techniki. W jego mostach łuki kamienne są odcinkowe, niezwykle płaskie i cienkie, a filary wąskie. Rozdeskowanie mostu Neuilly w roku 1772, którego oczekiwano z napięciem, było wielkim zdarzeniem danej epoki. Sam król był obecny.



Rys. 13. Przekroje (w kluczu i przez filar) mostu Zgody. Obok schemat prowizorycznej kładki żelaznej na jarzmach drewnianych.

Most Zgody jest jednym z wielkich dzieł Perroneta (ryc. 12). Gdy w starych rzymskich mostach filary zajmują $\frac{1}{4}$ a nawet $\frac{1}{3}$ część profilu rzeki, w moście Zgody stosunek grubości filarów do rozpiętości łuków w świetle wynosi średnio 1 : 10 i dochodzi do 1 : 11 przy środkowym łuku o rozpiętości 31,28 m. Płaskość łuków wyraża się stosunkiem $f : l$ wynoszącym tu od 1 : 7,7 do 1 : 8,5. Dziś zbudowalibyśmy przesła równe i identyczne dla uproszczenia roboty. Most Zgody natomiast posiada 5 przęseł o rozpiętościach rosnących ku środkowi, więc:

$$l = 25,33 + 28,23 + 31,28 + 28,23 + 25,33 \text{ m}$$

$$f = 2,98 \quad 3,69 \quad 3,96 \quad 3,69 \quad 2,98 \text{ „}$$

$$l : f = 8,5 \quad 7,7 \quad 8$$

Niweleta w środkowym przęśle pozioma, do niego prowadzą rampy w spadku, co pozwoliło na osiągnięcie coraz to większych strzałek w miarę jak rosła rozpiętość, tak iż $l : f$ wynosi średnio 8. Most Zgody jest nie tylko dziełem techniki, ale i dziełem sztuki. Półokrągłe główne filary, prócz tego, że ułatwiają wpływ i odpływ wody, wyzyskane są pysznie jako motywy dekoracyjny. Występując z czoła mostu jako półkolumny, sięgające kapitelami doryckimi aż do gzymsu, harmonizują świetnie z grecką fasadą pałacu Bourbonów, w którym się dziś mieści parlament. Przez cześć dla wielkiego twórcy chciało za wszelką cenę utrzymać charakter mostu niezmi-

niony i zachować sylwetkę jego taką, jak on ją stworzył. W projekcie pierwotnym filary były dwudzielne, łączone sklepieniem u góry. Od tego odstąpiono dla prostoty wykonania. Obecnie skorzystano z okazji, aby pierwotny zamiar Perroneta urzeczywistnić. W przedłużeniu starych filarów nie dotykając istniejących fundamentów, wybudowano na kesonach, 10×6 metrów w planie, filary o zewnętrznej kształcie podobnym do pierwotnych, więc o szerokości 2,90 m, dołączając się do starych zapomocą sklepień (rys. 13). W ten sposób uzyskano lekki i urozmaicony wygląd filarów dla oka patrzącego z pod mostu, co nie jest rzeczą obojętną, gdyż Sekwana jest ważną arterią ruchu pasażerskiego.

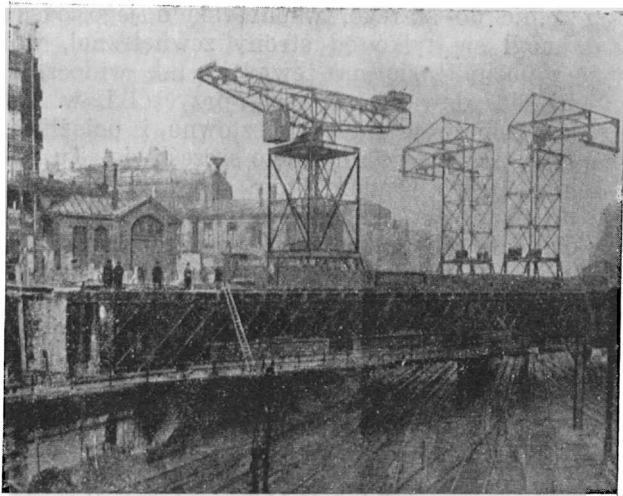
Przed 40 laty dla budującego się II toru kolei Lwów — Podwołoczyska trzeba było nad ul. Pełtewną we Lwowie zbudować drugi most tuż obok starego. To wymagało przedłużenia przyczółków. Załatwiono się z tem bezceremonialnie. W przedłużeniu starych przyczółków dobudowano nowe tak, że nowy mur, przylegający szczelnie do starego, wsparł się o jego odsadzki. Osiadać mógł się tylko od strony zewnętrznej, wolnej. Wnet też pochylił się na zewnątrz tak widocznie, że w końcu zdecydowano się oba przyczółki w całości wymienić. Roboty te nader kosztowne i uciążliwe, są w toku. W Paryżu tego uniknięto szczęśliwie. Tu zresztą naruszenie starych fundamentów mogłoby być doprowadzić do podmycia prądem wody, zwichnięcia równowagi i obalenia całego mostu. Tak więc obrany sposób poszerzenia należy uznać za najodpowiedniejszy.

Filary i łuki wykonano z kamienia, aby nie odbiegać charakterem od dawnej konstrukcji, z betonu tylko płyty chodnikowe. Mury czołowe starego mostu wraz z kapitelami filarów i gzymsem rozbiegano delikatnie z całą ostrożnością, aby ile możności użyć kamienia z powrotem dla okładziny nowego mostu (Bastyli). W ten sposób widok mostu pozostał niezmienny. Rozszerzenie rozpoczęto w r. 1929 od strony wody górnej. Sklepienia wykonano na krążynach żelaznych, które potem użyto powtórnie przy rozszerzeniu od strony wody dolnej. Rozszerzenie ukończono w r. 1932.

III. Rekonstrukcja mostu d'Aqueduc nad Dworcem Wschodnim.

W ostatnich latach rozszerzono Dworzec Wschodni (Gare de l'Est) z 17 na 30 torów. Wymagało to rekonstrukcji trzech mostów. Jeden z nich dźwiga ulicę Wodociągu (d'Aqueduc), która przekracza dworzec ukośnie w obrębie rozjazdów. Rekonstrukcja jego zasługuje na omówienie z uwagi na 1) wielkie rozpiętości belek głównych (ponad 100 m), 2) wielki ukos, 3) wielką wysokość belek głównych (15 m) niestężonych górą między sobą, 4) nierówności belek głównych a nadewszystko 5) bardzo pomysłowy montaż. Dawny most o pomoście górą miał 4 belki główne o pasach równoległych o kracie gęstej. Prócz przyczółków w odległości 54 m podpierało

go jarzmo słupów żeliwnych (ryc. 14), dzieląc go na dwa przęsła nierówne. Nowy most (ryc. 15) o pomoście dołem, ma belki główne z pasami górnymi, zakrzywionymi według odcinka koła (u nas praktykuje się tylko zakrzywienie według paraboli). Krata jest złożona, t. j. między słupami krzyże św. Andrzeja (Francuzi lubią przeszytniać, u nas wielkim mostom daje się kratę izostatyczną). Rzut poziomy mostu jest trapezem. Dźwigary główne mają 113,0 i 103,5 m rozpiętości i przesunięte są względem siebie o 24 m z jednej, zaś 14,50 m z drugiej strony. Poprzecznicę są prostopadłe do dźwigarów głównych z wyjątkiem dwu skrajnych, będących bokami nierównoległymi trapezu. Ukos 24 m podzielono na 3 pola nierówne 6,2 + 8,9 + 8,9 m. Ukos 14,50 na dwa pola 6,2 + 8,3. Długość wspólną podzielono na 10 pól po 8,9 m. W ten sposób belka krótsza ma 12 pól: $8,9 \times 10 + 8,3 + 6,2 = 103,5 m$, zaś belka dłuższa 13 pól (przedziałów) $6,2 + 8,9 \times 12 = 113,0 m$.

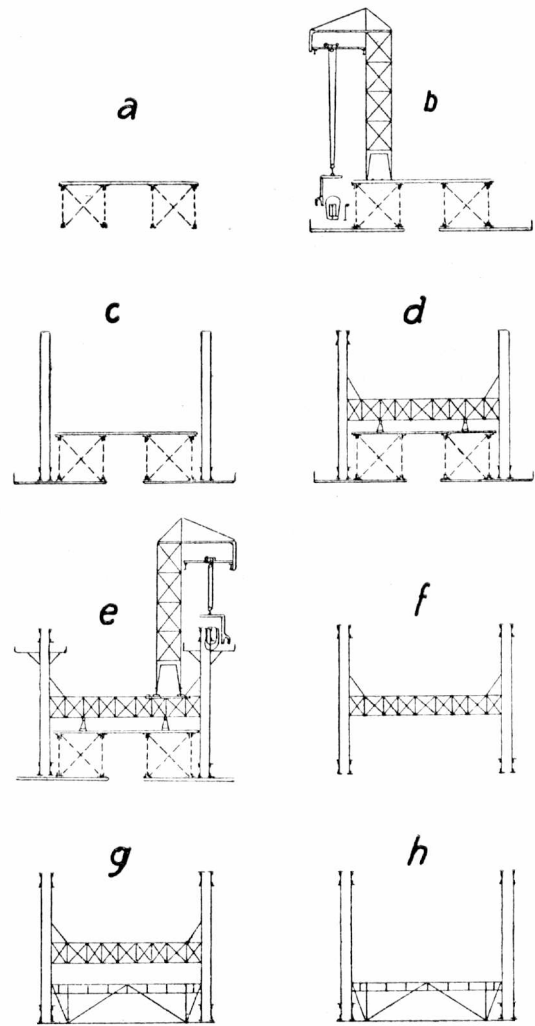


Ryc. 14. Most d'Aqueduc, stan pierwotny z żorawiami do przebudowy.

Belki więc nie są symetryczne. W obliczeniu zatem belek i konstrukcji należało rozważyć każdy pręt pasów i krzyżulców oddzielnie czyli całe dwie belki zamiast jednej połowy. Z powodu bardzo wielkiego ukosu końce poprzecznic utwierdzone do belek głównych uginają się nierówno, końce bowiem poprzecznic utwierdzone są w punktach różno oddalonych od podpór. Np. poprzecznicza wychodząca od narożnika jednej belki, zatem niepodlegająca ugięciu w tym narożniku, łączy się z drugą belką w odległości 24 m od jej podpory, a więc w miejscu, gdzie ugięcie jest już znaczne z powodu ciężaru stałego i ruchomego. Stąd wynikłyby dodatkowe naprężenia skręcające w poprzecznicach i pasach belki głównej i znaczne odkształcenia, którym należało zapobiec przez nadanie poprzecznicom i pasom odpowiednich przeciwstrzałek i przeciwskrętów. Aby umożliwić pochylenia i przesunięcia konstrukcji we wszystkich kierunkach, zdecydowano się kadłuby i wahacze łożysk wykonać jako czasie kuliste o różnych promieniach obliczonych według równań Hertza.

Wysokość belek głównych dochodzi do 15 m. Wielki ukos, t. j. przesunięcie dźwigarów głównych względem siebie, w połączeniu z zakrzywieniem pasów górnych, uniemożliwiły stężenie pasów górnych pomiędzy sobą na większej długości. Względem estetyczne nakazały zrezygnować zupełnie z częściowego tylko stężenia. Musiano zatem same belki kratowe uczynić dostatecznie sztywnymi przez nadanie im wielkiej szerokości. Odstęp ścianek pasa wynosi 1 m, zaś szerokość pasa wraz z nakładkami ok. 1,8 m. Szerokość jezdni 10 m, chodniki po 2 m, zaś odstęp teoretyczny belek głównych wynosi 15,85 m. Krzyżulce i słupy są kratowe w widoku po-

przecznym mostu (ryc. 16), w widoku zaś podłużnym pręty rozciągane są gibkie, co jest wadą, podobnie jak i pas dolny korytkowy niebezpieczny z uwagi na wodę deszczową. Wyrobione w dnie tego korytka otwory nie są skuteczne, bowiem bardzo często ulegają zatkanie przez nagromadzone zanieczyszczenia, co powoduje fatalne rdzewienie.



Rys. 17. Most d'Aqueduc, 8 faz rekonstrukcji.

Chodniki stanowi płyta żelbetowa. Cienka płyta żelbetowa od spodu chroni konstrukcję przed dymem. W osi mostu pod jezdnią przebiegają rury wodociągowe o średnicy 1,25 m. Brak tężnika górnego wynagradza poniekąd znaczna wysokość ok. 3,70 m poprzecznic, wysokość konstrukcyjna wynosi mianowicie 4,20 m, t. j. tyle, ile wynosiła w starym moście o jezdni górną. Wysokość tę obrano także z uwagi na montaż, który należało dokonać bez przerwy w ruchu pod mostem, a więc bez rusztowań podpierających. Ryc. 17 przedstawia 8 faz montażu. Starego mostu ryc. a) użyto jako rusztowania. Do jego spodu przytwierdzono pomost wystający na zewnątrz (ryc. b), który służył jako podłoga robocza dla ułożenia i zmontowania pasu dolnego. Następnie domontowano do pasów dolnych słupy (ryc. c). Słupy te stężono pomiędzy sobą prowizorycznymi kratowymi poprzecznicami na wysokości niwelety starego mostu i tak opartymi przy pomocy klinów na belkach starego mostu, żeby je zmusić do współdziałania w dźwiganiu pasów i tego wszystkiego, co potem na tych pasach jeszcze miało się zamontować (ryc. d), t. j. krzyżulców i pasów górnych, dla których montażu wykonano dodatkowy pomost (ryc. e). Gdy te już wykonano, belki główne oparte na przyczółkach dźwigały się same. Teraz role się zamieniły: stary most zawieszono na belkach nowego przy pomocy wspomnianych prowizorycznych po-

przecznice. Można go więc było zniszczyć i uprzętnąć przy pomocy palnika tleno-acetylenowego (ryc. *f*). Na jego miejsce przyszyły definitywne poprzecznicze właściwe i reszta pokładu i pomostu (ryc. *g*), poczem usunięto prowizoryczne poprzecznicze (ryc. *h*). Tak się odbywał montaż nad istniejącymi torami. Drugą połowę mostu montowano wygodnie z ziemi, w której wykonano poprzednio rusztowania drewniane, wkopane w ziemię. Ziemię tę następnie przy pomocy ekskawatorów wybrano, aby obniżyć się z terenem do niwelety torów.

Do montażu używano żórawia 15 tonowego o wysokości 15 m, o ramieniu 10 m. W warsztatach robiono

części 10 tonowe. Na belkach starego mostu ułożono szyny o rozstawie 5 m. Do nitowania pasów używano niciarek hydraulicznych, umieszczonych ruchomo na pylonach, które także były ruchome na kołach i szynach.

Powyższy opis dorywczy, szkicowy nie usprawiedliwia może swego nagłówka, zbyt wiele obiecującego i zbyt obszernego. Przytoczone dwa przykłady najnowsze, ilustrują wiernie polot francuskiego inżyniera, który w każdym trudnym problemie umie lekko pokonać piętrzące się trudności i znaleźć rozwiązanie trafne, oryginalne, wytworne.

Wiadomości z literatury technicznej.

Koleje.

— **Koleje francuskie w r. 1932** obejmowały sieć długości 42.050 km, zatem o 89 km więcej, niż w r. 1931. W budowie było 2130 km, trakcją elektryczną pracowało 1638 km. Tabor liczył 19.460 parowozów, 537 lokomotyw elektrycznych, 550 wagonów motorowych, 35.288 wagonów osobowych, a 361,577 towarowych.

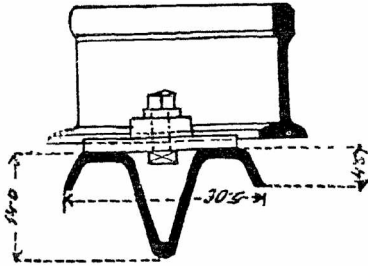
Pięć towarzystw kolei prywatnych Francji i obie sieci państwowe zamknęły rok deficytem 368 milionów franków, gdy rok 1931 wykazywał zysk 701 milionów, a rok 1930 184 milionów.

Wpływy z ruchu osobowego wynosiły 22,3% wpływów ogólnych i były o 16% mniejsze od roku poprzedniego. Wpływy z ruchu towarowego zmniejszyły się o 15% w stosunku do r. 1931, a 23% do r. 1930.

Zmniejszenie wydatków na poszczególnych sieciach wynosi 6 do 12%. 63% wszystkich wydatków przypada na utrzymanie personelu.

Współczynnik eksploatacji na pięciu kolejach prywatnych wynosi 99, obu państwowych 116. Kapitał zakładowy wszystkich siedmiu kolei wynosi 65.500 milionów fr. (*Zeit. d. Vereins mittel. Eisenb.* 51/1933).

— **Nowy typ pokładu żelaznego** zaprojektowano w Anglii. Przekrój jego jest uwidoczniony na załączonym rysunku.



Szerokość podkładu wynosi 30,5 cm, grzbiet zwrócony w dół w kształcie litery V, a przechodzący wzdłuż całego podkładu, posiada wysokość 14 cm. Wargi boczne, pogrążające się w żwirówce są 4,5 cm wysokie. Nachylenie szyn osiąga się zapomocą podkładek klinowych, albo przez odpowiednie uformowanie samego podkładu, który może być walcowany lub prasowany z blachy. (*Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens* 13/1933).

Inż. A. W. Krüger.

Lotnictwo.

— **Wzrost poczty lotniczej.** Do niedawna poczta lotnicza z Anglii do Indji kończyła się w Karachi, obecnie przedłużono ją do Delhi i Kalkuty. Poczta lotnicza z Amsterdamu do Indji holenderskich wysyła obecnie nie tylko listy, ale i paczki do Egiptu, Sudanu, Hedżasu, Palestyny, krajów Zajordanu, Syrii, Iraku, Persji, Birmy, Borneo i Indji holenderskich. Zysk na czasie w stosunku do poczty zwykłej wynosi więcej niż $\frac{2}{3}$.

Ministerstwo poczt i telegrafów w Polsce zarządziło od 15 stycznia 1934 obniżenie opłat lotniczych od listów, przekazów.

Poza normalną opłatą pocztową dopłaca się za pocztówkę wewnątrz kraju 10 gr., za list do 20 gram. i za przekaz pocztowy 15 gr. W obrębie obrotu europejskiego dopłaca się za kartkę 20 do 30 gr., za list 30 do 40 groszy, zależnie od kraju przeznaczenia. Przekazy pocztowe mają obieg tylko wewnątrz kraju. *Inż. A. W. Krüger.*

RÓŻNE SPRAWY.

Konkurs na pracę o rusztowaniach budowlanych.

Instytut Spraw Społecznych pragnąc zwiększyć zainteresowanie sfer fachowych dla sprawy bezpieczeństwa pracy w budownictwie, a równocześnie otrzymać materiał dla opracowania praktycznych przepisów bezpieczeństwa, ogłasza w porozumieniu z zainteresowanymi instytucjami i przy czynnem poparciu Stowarzyszenia Zawodowego Przemysłowców Budowlanych R. P. konkurs na pracę o rusztowaniach budowlanych o łącznej sumie nagród 1.400 zł. Termin składania prac konkursowych upływa d. 15. grudnia 1934 o godz. 12-tej. Bliższe warunki konkursu do przejrzania w biurze Towarzystwa.

Kongresy i Zjazdy.

VII. Międzynarodowy Kongres Drogowy. Zarząd Sekcji Drogowej P. T. P. ogłasza:

W dniach 3—8. września b. r. odbędzie się w Monachjum VII. Międzynarodowy Kongres Drogowy równocześnie z Międzynarodową Wystawą Drogową.

Oprócz pokazów i bezpłatnych wycieczek na roboty drogowe w okolicach Monachjum przewiduje się objazd bardziej interesujących budowli drogowych (autostrady) po całej Rzeszy w okresie od 9—19. września b. r. Z uwagi na fakt, że zostało zgłoszonych 70 referatów przez 16 państw, oraz biorąc pod uwagę intensywny rozwój budownictwa drogowego w Niemczech, imprezy Kongresu zapowiadają się imponująco.

Przybliżony koszt udziału w imprezach pierwszej części Kongresu (3—8. wrzesień) wynosi około 230 zł. (karta uczestnictwa, paszport i bilety kolejowe z Warszawy i z powrotem); koszta zaś wycieczek od 9—19. września będą ustalone w zależności od marszruty na miejscu, przy czem Komitet organizacyjny Kongresu zaznacza, że będą one umiarkowane.

Organizacją wycieczki z Polski zajmuje się Radca ministerjalny Inż. Ryszard Minchejmer, Warszawa ul. Polna 3 Politechnika gabinet Katedry Budowy Dróg, na którego ręce należy w jaknajkrótszym czasie nadsyłać zgłoszenia.

Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

Sprawozdanie z odbytej d. 16. V. 1934 wycieczki celem zwiedzenia wieży wodnej przy drodze Pasicznej i budującego się kościoła na Łyczakowie:

Przy zwiedzeniu Wieży wodnej, oprowadzał wycieczkę Dyrektor wodociągów Inż. St. Aleksandrowicz i udzielał wraz ze swoimi współpracownikami szczegółowych wyjaśnień. Wieża służy dla zasilenia w wodę części przedmieścia Łyczakowskiego, Krzywczyc, Jałowca i Pasiak, położonych po-

wyżej coty 350 m nad p. m. Obok szkoły św. Antoniego zbudowano pomocniczą stację przepompowywania, która tłoczy wodę, pobieraną z górnej strefy, rurociągiem długości 3.754 m o średnicy 150 mm do zbiornika żelbetowego, objętości 116 m³ na wieży. Wysokość wieży od terenu do posadzki górnej terasy wzniesionej 406 m nad p. m. wynosi 30·36 m. Pompy obok szkoły św. Antoniego posiadają wydajność 9 l/sek czyli 778 m³ na dobę przy wysokości pompowania 113 m. Napęd jest elektryczny z obsługą automatyczną, ze stacji pomp przy ul. Zielonej. Wodociąg ten oddano do użytku w grudniu 1933 r.

Na terenie budowy kościoła, przyjął wycieczkę Inż. Stefan Neuhoff. Po zaznajomieniu uczestników wycieczki z planami kościoła opracowanymi przez śp. Prof. Tadeusza Obmińskiego, przedstawił Inż. Neuhoff uczestnikom, trudności na jakie natrafiono przy fundowaniu wieży kościelnej i samego kościoła, podając równocześnie sposób pokonania tych trudności. Uzyskane maksymalne naciski na posadę fundamentową 7 kg/cm² dają zupełną pewność tej budowie. Następnie prowadzeni przez Inż. Neuhoffa zwiedzili uczestnicy wycieczki poszczególne szczegóły budowy, przy czym największe zainteresowanie wzbudziła konstrukcja i obliczenie wsporników żelaznobetonowych podtrzymujących górne ściany nawy głównej, stropu i konstrukcji dachowej. Wsporniki te odciążają, pozornie podtrzymujące je filary wewnątrz kościoła i przenoszą całe obciążenie na zewnętrzne mury kościoła, wzmocnione 70 cm grubymi ściankami, oddzielającymi nisze przeznaczone dla poszczególnych kaplic i ołtarzy. Nadmienić tu wypada, że Kierownictwo budowy z całym pietyzmem trzyma się planów opracowanych przez nieżyjącego już Autora, uważając słusznie, że bez Jego zgody, której już uzyskać nie można, nie wolno wprowadzać w projekcie żadnych zmian. Piękność budującego się kościoła, już obecnie zarysowuje się, przynosząc chlubę jego projektantowi — wystąpi zaś w całej pełni po usunięciu rusztowania, co spodziewanem jest z końcem lata b. r.

Dnia 30. V. 1934 odbył się odczyt Dr. M. Matakiewicza p. t.: „Wpływ ruchu materiału rzecznoego na prędkość przepływu“.

Prelegent przeciwstawił się twierdzeniom niektórych hydrotechników, że ruch materiału rzecznoego zaczyna się dopiero od pewnego, stosunkowo wysoko położonego stanu wody, uzasadniając swe wywody analizą pomiarów hydrometrycznych, wykonanych w różnych krajach Europy, oraz specjalnie przez siebie wykonanymi doświadczeniami. Również zwalczał prelegent pogląd, że krzywa związku prędkości ze stanem wody, względnie z głębokością, nie może mieć znamion ciągłości. Wreszcie przedstawił prelegent pionowe krzywe prędkości dla różnych punktów Dunajca, oznaczone według jego metody dla najwyższych stanów wody, celem wyjaśnienia związku prędkości przydennej z ruchem materiału.

Dnia 6. VI. 1934 odbył się odczyt Dr. Z. Fuchsa p. t. „Napór wiatru na budowie w świetle badań w laboratorium wodnym“.

Dnia 15. VI. 1934 odbył się odczyt Inż. W. Schwarzenberg-Czernego p. t.: „Ekonomiczna sieć miasta i jej wpływ na politykę gruntową“.

NADESŁANE.

We Lwowie 15 czerwca 1934 r.

Szanowna Redakcjo!

W związku z artykułem pana Profesora Inż. Stanisława Hubickiego p. t.:

„Regulacja górnej Wisły“, zamieszczonym w Nr. 11/34 *Czasopisma Technicznego*, pozwalam sobie podać następującą uwagę:

Przepływu w tego rodzaju łożysku, jak górnej Wisły na Śląsku, nie liczyłbym nigdy inaczej, jak dla łożyska przyrodzonego. Okoliczność, że łożysko to jest uregulowane, ma tu mały wpływ, natomiast decydujący wpływ ma wielki spadek i ruch materiału.

Z tego powodu obliczenie przepływu z uwzględnieniem danych Szan. autora i zastosowaniem mego wzoru (względnie tabel podanych w *Czasopiśmie Technicznym* z r. 1931), przedstawia się następująco:

a) Dla stanu wody 0,5 m poniżej korony wału:

$$\left. \begin{array}{l} I=8,3^{0/00} \quad f(R_1)=1,50 \text{ m} \\ R_1=1,685 \text{ m} \quad F(I)=2,145 \text{ m} \end{array} \right\} v=f(R_1) \cdot F(I)=3,22 \text{ m}$$

$$P_1=52,9 \text{ m}^2 \quad Q_1=169,3 \text{ m}^3/\text{sek}$$

b) Dla stanu wody równo z koroną wału:

$$\left. \begin{array}{l} I=8,3^{0/00} \quad f(R_2)=1,705 \text{ m} \\ R_2=2,03 \text{ m} \quad F(I)=2,145 \text{ „} \end{array} \right\} v=f(R_2) \cdot F(I)=3,66 \text{ m}$$

$$P_2=67,25 \text{ m}^2 \quad Q_2=246,1 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Prosząc o umieszczenie tej uwagi w najbliższym zeszytcie *Czasopisma*, łączę wyrazy głębokiego poważania.

M. Matakiewicz.

Odnośnie do powyższego przesyła nam Prof. St. Hubicki następujące pismo:

Lwów, 16 czerwca 1934.

W odpowiedzi na uwagę pana Prof. Dr. Inż. M. Matakiewicza, dotyczącą mego artykułu pod tyt.: Regulacja górnej Wisły, proszę uprzejmie o zamieszczenie następującego wyjaśnienia:

Bardzo wdzięczny jestem Panu Profesorowi Dr. Matakiewiczowi za poruszenie sprawy odpływu w łożysku górnej Wisły, gdyż przyspieszy to niezawodnie zrealizowanie projektowanych przezemnie pomiarów chyżości. Pozwalam sobie jednak zauważyć, że odpływ w łożysku ujętem obustronnie opaskami sporządzonemi z siatek drucianych oraz wałami o obrukowanych szkarpach a głębokiem 2,5 m względnie 3,0 m musi się z natury rzeczy inaczej odbywać, niż w łożysku przyrodzonym. W artykule moim zaznaczyłem, że podanych wyników obliczeń nie można uważać za ścisłe i dlatego należałoby je sprawdzić zapomocą pomiarów bezpośrednich. Jasną jest rzeczą, że inżynier, mający wątpliwości co do szorstkości łożyska, użyje przy obliczeniach wzoru, dającego mu mniejsze chyżości, by w ten sposób zabezpieczyć się przed wystąpieniem wody z łożyska. Takie jednak ujmowanie sprawy może pociągnąć za sobą niepotrzebne zwiększenie kosztów budowli.

Przy sposobności pozwalam sobie zauważyć, że u nas zwykle nie przeprowadza się bezpośrednich pomiarów w. w. na tego rodzaju wykonanych regulacjach. Dzieje się to jednak nie z braku zainteresowania się tą sprawą, lecz najczęściej z powodu braku odpowiednich urządzeń do tego rodzaju trudnych i niebezpiecznych pomiarów.

Łączę wyrazy prawdziwego szacunku i poważania:

St. Hubicki.

Sprostowanie:

W artykule p. t.: „Regulacja górnej Wisły“ umieszczonym w Nr. 11/1934 należy sprostować poniżej podane omyłki drukarskie:

Str. 175 szpalta prawa, wiersz 3-ci od góry zamiast „twardego“ ma być „trwałego“.

Str. 176 szpalta prawa, wiersz 18-ty od góry zamiast „ryc. 9“ ma być „ryc. 10“.