

CZASOPISMO TECHNICZNE

ORGAN TOWARZYSTWA POLITECHNICZNEGO WE LWOWIE.

Rocznik XXVI.

Lwów, dnia 10 sierpnia 1908.

Nr. 15.

TREŚĆ: Inż. Stefan W. Bryła: Przestrzenne powierzchnie wpływowe. — Inż. K. Folkierski: Żelazno-betonowy mur oporowy dla nasypu drogowego 300 m wysokości w Ślemieniu — powiat Żywiec. — Pomianowski: Wycieczka Wydziału Inżynierów Szkoły politechnicznej w r. 1908 (z tablicą). — Sprawozdania z literatury technicznej. — Rozmaitości. — Od Redakcyi.

Przestrzenne powierzchnie wpływowe.

Do wyznaczenia wpływu jakiejkolwiek poruszającej się siły na pewną ilość mechaniczną używa się linii wpływowych. Używane są one prawie wyłącznie przy obliczaniu belek mostowych.

Przy mostach żelaznych, najczęściej obecnie używanych dla kolei, a bardzo często dla dróg, mamy wzajemny układ belek następujący: Z pomostu przenosi się ciężar na podłużnice, z tych na poprzecznicę, a wreszcie za pośrednictwem poprzecznic na belki główne. — Przy mostach łukowych z poprzecznic ciężar przenosi się na słupy (ewentualnie słupy wiszące przy mostach łukowych o pomoście dołem), a dopiero ze słupów na belki główne.

Otóż przy mostach w ten sposób budowanych użycie linii wpływowych jest zupełnie usprawiedliwione. — Pomost — czy to będą kształtówki, blacha falista, czy sklepienia pomostowe mostów drogowych, — czy też podkłady drewniane lub żelazne mostów kolejowych, — przenoszą ciężar na podłużnice (w ogólnie przyjętym przybliżeniu) według linii prostej (fig. 1) tj.:

$$O_1 = \frac{l-x}{l} P \quad \dots \quad 1)$$

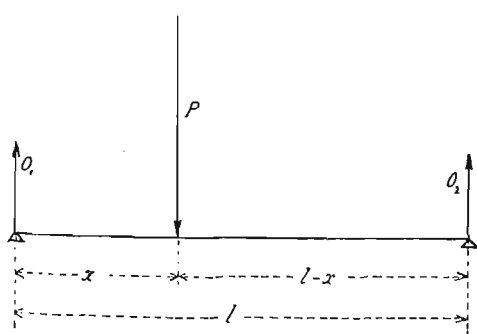


Fig. 1.

Tegoż wzoru używamy przy obliczaniu podłużnic i poprzecznic. Wprawdzie odnosi się on wyłącznie do ciężarów i oddziaływań w jednej płaszczyźnie działających, jednakowoż wobec małej szerokości tych wszystkich części składowych śmiało go możemy używać.

Już inaczej rzecz się ma przy użyciu pomostu np. z płyt kamiennych, posiadających w stosunku do swej rozpiętości znacznie większą szerokość.

Jednak i tu zadowalamy się tym samym wzorem, co dla belki prostej ¹⁾.

I tu jednak dla mostów żelaznych każda część — (kształtówka pomostowa, podłużnica itd.) — stanowiła całość dla siebie, — a chociaż połączenie ich — nitami czy też sworzniami — wpływało na nateżenia innych części, to jednak wpływ ten był stosunkowo bardzo nieznaczny. Bardzo często nawet wpływu tężników poziomych i poprzecznych się nie uwzględnia, zadowalając się mniejszym nateżeniem dopuszczalnym.

Zupełnie inaczej układa się stosunek sił w mostach żelazno-betonowych. Pomost niosący tworzy np. u Hennebique'a wraz z podłużnicami i poprzecznicami belki teowe. Słupy mostów łukowych działają w ścisłej łączności z nimi z jednej, a z belkami głównymi z drugiej strony, a to do tego stopnia, że nawet niektóre mosty, jak np. most nad Largą w Brünighofen lub most nad Beją w Tunisie, gdzie pomost jest zawieszony na łuku, należy uważać za belki o kracie czworokątnej (Pfostenfachwerk).

Weźmy pod uwagę przekrój poziomy łukowego mostu żelazno-betonowego, zwłaszcza punkt (słup) S (fig. 2) ²⁾.

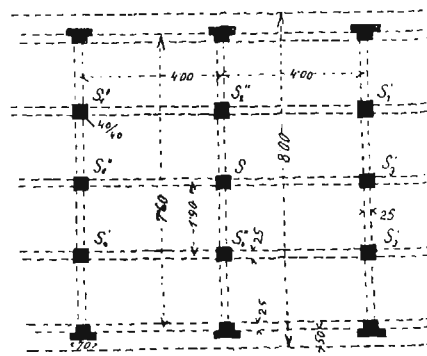


Fig. 2.

Pomost w połączeniu ze słupami stanowi tutaj właściwie płytę ciągłą, opartą na pewnej (dość znacznej) liczbie sprężystych słupów.

¹⁾ O ile płyty kamienne są w czterech punktach lub czterech krawędziach podparte, liczymy je (wobec nieznaczących wymiarów ich) według Foeppla dla ciężaru umieszczonego w środku płyty lub ciężaru jednostajnie rozłożonego.

²⁾ Fig. 2 przedstawia przekrój poziomy mostu na Izarze pod Grünwaldem.

Właściwie z powodu ciągłości płyty, gdziekolwiek ciężar stanie, wywoła oddziaływanie w S . Głównie jednak na to oddziaływanie wpływać będą ciężary znajdujące się w obrębie pola $S_1'S_2'S_3'S_4'$.

Otóż celem moim jest przybliżone wyznaczenie wpływu położenia ciężaru P na oddziaływanie w S , a to dla następujących założeń:

1. Ciężary poza polem $S_1'S_2'S_3'S_4'$ się znajdujące nie wpływają wcale na oddziaływanie w S .

2. Ciężar, znajdujący się na polu $S_1'S_2'S_3'S_4'$ wywołuje oddziaływanie tylko w tych czterech przyległych punktach podporowych.

3. Płyty, zamknięte między czterema słupami, działają same dla siebie, jako w punktach podparcia wolno podparte.

Z góry zaznaczyć muszę, że przyjęcia te są do pewnego stopnia dowolne, zwłaszcza przyjęcie trzecie, jednakowoż dokładne wyznaczenie oddziaływań jest zadaniem wielokrotnie statycznie niewyznaczalnym.

Weźmy pod uwagę jedno takie pole (fig. 3)

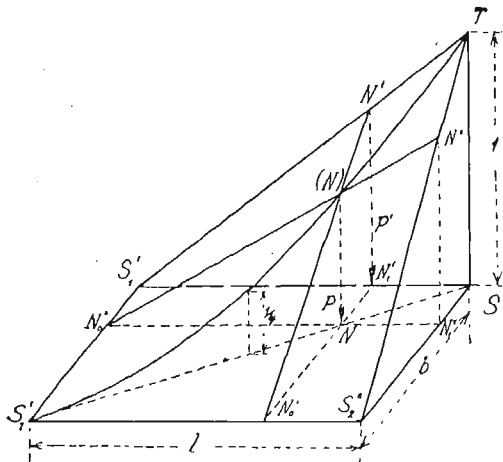


Fig. 3

i zbadajmy, jak wielkie będą oddziaływania w S dla ciężaru stojącego gdziekolwiek na niem.

Tu spotkać się musimy odrazu z nowym pojęciem, które w teorii mostów dotychczas nie przychodziło, z pojęciem przestrzennej „powierzchni wpływowej“ (w przestrzeni), wzgl. „ciała, bryły wpływowej“¹⁾

Jeśli bowiem w miejscu położenia danego ciężaru $P=1$ odetniemy wielkość oddziaływania, powstającego wskutek niego w S , otrzymamy powierzchnię wpływową oddziaływania, która z płaszczyzną $SS_1''S_2''$ oraz płaszczyznami $S_1''ST$ i $S_2''ST$ utworzy bryłę wpływową.

Dla ciężaru P , stojącego w środku płyty, ciężar rozłoży się jednostajnie na wszystkie cztery punkty podporowe, zatem oddziaływanie wynosić będzie $\frac{P}{4}$. Wprawdzie równowagę otrzymamy

i dla innego rozkładu oddziaływań²⁾. Jednak dla jednostajnego materiału, jaki założyliśmy, nie mamy powodu przypuszczać nierównych oddziaływań, a również dla tego przypadku otrzymamy najmniejszą pracę odkształcenia. Zatem w środku

¹⁾ Należy odróżnić tu pojęcie powierzchni wpływowej przy użyciu linii wpływowych. Oznacza ono tam powierzchnię, zamkniętą liniami wpływowymi. Tu — analogicznym byłoby pojęcie objętości „ciała“ wzgl. „bryły wpływowej“.

²⁾ Równowaga zajdzie np. wtedy, gdy S_1'' i S_2'' wynoszą po $\frac{1}{2}nP$, zaś oddziaływania S i S_1' po $\frac{1}{2}mP$, gdzie $n+m=1$.

rzędna linii wpływowej będzie wynosić $z=\frac{1}{4}$. — Dla ciężaru w S otrzymamy rzędną $z=1$, zaś dla ciężaru w S_1' rzędną $z=0$ — A zatem przyjąć możemy, że dla ciężaru poruszającego się w przekątnej, rzędne wpływowe zmieniają się według paraboli.

Dla ciężaru, poruszającego się w linii SS_1'' , otrzymujemy dla S : $z=1$, zaś dla S_1'' : $z=0$, o ile — w myśl założenia — opuścimy wpływ ugięcia płyty i — bardzo małe zresztą — powstające wskutek tego oddziaływania w S_2'' i S_1' . Podobną prostą otrzymamy i dla linii SS_2'' .

Na podstawie tych trzech linii możemy wyznaczyć odpowiednią powierzchnię wpływową. Będzie nią w tym przypadku paraboloida hiperboliczna (powierzchnia siodełkowata), powstająca — jak wiadomo — przez ruch prostej po dwu innych nierównoległych prostych, równoległe do pewnej płaszczyzny. Tutaj prostymi kierowniczymi są $S_1''T$ i $S_1'S_2''$, zaś płaszczyzną kierowniczą pł. $S_2''ST$. Dla drugiego układu prostych na tej płaszczyźnie są kierownicami $S_1'S_1''$ i $S_2''T$, oraz pł. $S_1''ST$.

Dla przyjętego układu współrzędnych, jak fig. 4, otrzymamy równanie tej powierzchni:

$$z = \frac{x \cdot y}{l \cdot b} \dots \dots \dots 2)$$

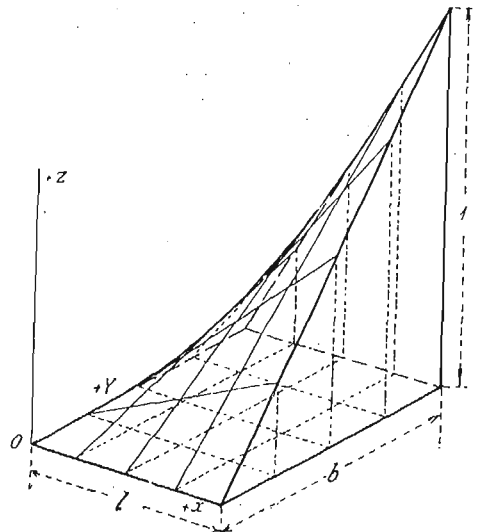


Fig. 4.

przeczem równaniami prostych kierujących są:

$$y = b, \quad z = \frac{1}{l} x \dots \dots \dots 3)$$

oraz:

$$y = 0, \quad z = 0 \dots \dots \dots 4)$$

Dla przekroju przekątnego, a zatem płaszczyzną:

$$bx - ly = 0,$$

otrzymamy z wz. 2):

$$z = \frac{xy}{l \cdot b} = \frac{ly}{b} \cdot \frac{y}{l \cdot b} = \frac{y^2}{b^2} \dots \dots \dots 5)$$

zatem parabolę.

Inne przekroje pionowe są parabolami, coraz bardziej płaskimi ku SS_1'' i SS_2'' .

Podobne powierzchnie wpływowe otrzymamy dla wszystkich pól, przyległych do słupa S , zatem pow. wpl. oddziaływania na słup składać się będzie z czterech równych odcinków paraboloidy hiperbolicznej.

Dla kontroli tej powierzchni wpływowej przeprowadzimy następujące rozumowanie:

Dla belki prostej suma obu „powierzchni“ wpływowych oddziaływań musi być równą:

$$A = 2 \cdot \frac{l \cdot l}{2} = l \cdot m \quad \dots \quad 6)$$

Wynika to stąd, że dla ciężaru jednostkowego 1 kg/m , otrzymujemy całkowity ciężar na belkę działający $l \text{ kg}$. Podobny warunek mamy dla linii wpływowych oddziaływań każdej belki.

Dla powierzchni wpływowych (w przestrzeni) otrzymujemy podobny, — tylko odpowiednio zmieniony — warunek. Mianowicie suma objętości „ciał wpływowych“ dla wszystkich (tu czterech) oddziaływań musi być równą

$$V = b \cdot l \cdot l \cdot m^2 \quad \dots \quad 7)$$

Tu otrzymamy (fig. 4):

$$dV = dx \cdot \frac{1}{2} b \cdot z = \frac{1}{2} b \cdot \frac{x}{l} \cdot dx$$

$$V = \frac{1}{2} \frac{b}{l} \int_0^l x dx = \frac{1}{2} \frac{b}{l} \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^l = \frac{1}{4} bl \quad \dots \quad 8)$$

zatem warunek 7) sprawdza się rzeczywiście.

Z własności paraboloidy hyperbolicznej wynika jednak bardzo prosty sposób znajdowania poszczególnych rzędnych wpływowych bez znajomości równania tej powierzchni. — Ponieważ przekrój równoległy do płaszczyzny $S_2'' ST$ (podobnie jak i przekrój równoległy do $S_1'' ST$) jest trójkątem, przeto możemy najpierw wziąć składową P' ciężaru P , działającego w N_1 w kierunku prostopadłym do osi mostu, a następnie znaleźć oddziaływanie, powstające w S wskutek ciężaru P' , stojącego w N' . Sposób ten jest identyczny ze sposobem wyznaczania oddziaływań na poprzecznicy przy ciężarach, przenoszących się na nią zapomocą pomostu niosącego (np. kształtówek), oraz podłużnic.

O ile wiem — pojęcie „powierzchni“ wzgl. „brył wpływowych“ nie powstało dotychczas w literaturze technicznej. Jeśli jednak wzniesiemy się od sił, działających w jednej płaszczyźnie z oddziaływaniami, do sił w przestrzeni, nasuwa się ono samo przez się, tworząc analogię do odpowiedniego pojęcia w płaszczyźnie.

Inż. Stefan W. Bryła.

Żelazno-betonowy mur oporowy dla nasypu drogowego 3'00 m wysokości

w Ślemieniu — powiat Żywiec.

Nim przystąpię do opisu obiektu powyżej wymienionego, podam krótki pogląd na budowę żelazno-betonowych murów oporowych, w porównaniu z takiemiż budowlami kamiennymi.

* * *

Z chwilą opanowania dziedzin budownictwa inżynierskiego przez konstrukcje żelazno-betonowe, budowa murów oporowych została również przez nowy materiał budowlany nie tylko opanowana, ale uległa zasadniczym zmianom, tak że może więcej od innych budowli, budowa murów oporowych weszła na zupełnie nowe tory.

Dotąd mur oporowy, jako budowla podtrzymująca, oddziaływać musiał swą masą działaniu masy materiału podtrzymanego, dążącego do jego przewrócenia. Z tego wynika, iż podparty materiał, przy murach oporowych kamiennych, działa tylko szkodliwie na budowlę podpierającą, bez możności wyzyskania go dla wytrzymałości tego obiektu.

Ponadto — chociaż dla stateczności muru kamiennego, wystarczającym było, aby wypadkowa z parcia, wywieranego przez materiał podtrzymany¹⁾ i ciężaru własnego obiektu nie wychodziła z podstawy budowli — grubość muru kamiennego musi być znaczną, a to z powodu warunków statycznych dla tego rodzaju budowli. Kamienny mur oporowy składa się z poszczególnych bloków spojonych zaprawą (biorę pod uwagę ten przypadek korzystniejszy od muru suchego). Otóż na wytrzymałość zaprawy na ciągnięcie rachować nie można, przeto przekrój cały pracować musi tylko na ciśnienie, czyli linia ciśnienia w najgorszym razie przechodzić musi przez punkt jądry zewnętrzny, czyli w każdym punkcie swej wysokości musi mur oporowy kamienny przedstawić odpowiedni opór ciskanemu nań materiałowi.

¹⁾ Rozmyślnie nie nazywam tego materiału ziemią, gdyż zasada obliczenia statycznego i budowy tego rodzaju obiektów żel.-bet. jest ta sama dla wody, lub jakiegokolwiek innego materiału.

Mur oporowy kamienny odgraniczający od wody również przedstawia złe strony, a mianowicie ze względu na fundamentowanie. Z chwilą gdy woda podmywa chociażby małą część długości obiektu, nastąpić musi w tem miejscu usuwanie się muru, spodnie bowiem kamienie, pod wpływem obciążenia górnej części muru — ponieważ zaprawa na ciągnięcie bardzo mało pracuje — usuwają się, pociągając za sobą nie tylko wierzchnią część, ale i boczne. — Budowla zatem musi być tak fundowana, aby działanie erozyjne wody sięgnąć nie mogło do spodu fundamentu.

Z powyższego widać, że warunki ekonomiczne i techniczne tego rodzaju obiektów są nieszczołne. Masa muru rośnie w bardzo nieproporcjonalnym stosunku do jego wysokości¹⁾.

Żelazo-beton wprowadzając jednolitość budowli i możliwość zastosowania materiału do natężeń ciągnących sprowadził zupełny przewrót w budowie murów oporowych.

Najważniejszy może nabytek nowych tych budowli polega na wyzyskaniu ciężaru podpartej masy dla stateczności obiektu.

Rys. 1, wyjęty z „Handbuch für Eisenbetonbau B. III, sam za siebie przemawia — żelazno-betonowymi w tym obiekcie, są tylko widoczne tam wsporniki od strony lewej. — Odrazu narzuca się korzystne przeciwdziałanie dwóch momentów.

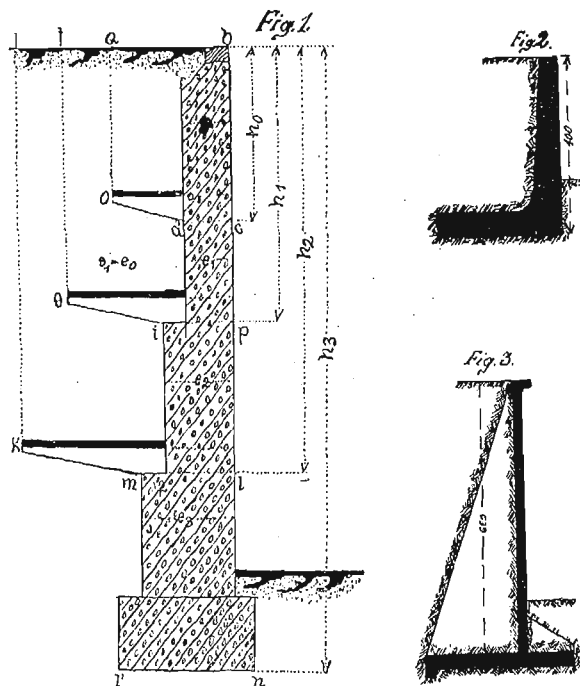
Czysto żelazno-betonowy mur oporowy widzimy na rys. 2. Z niego widzimy również na pierwszy rzut oka działanie dwóch przeciwnych sobie momentów.

Mur oporowy stanowi właściwie pionową ścianę oporową, będącą niczem innym jak tylko płytą wspornikową stale z podstawą poziomą utwierdzoną.

Rys. 3 przedstawia ścianę oporową dla większych rozpiętości, gdzie część pionowa połączoną została ścianą przyporową z częścią po-

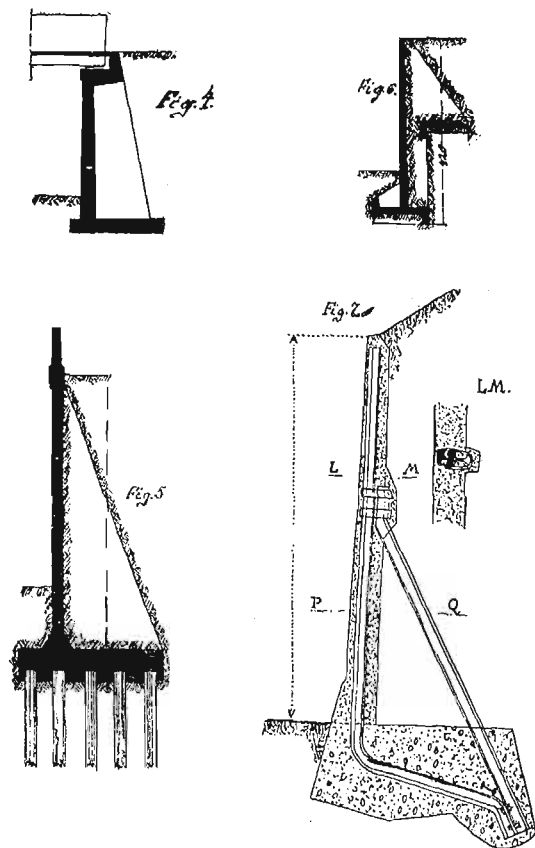
¹⁾ Wystarczy zbadac normalnie krajowego biura drogowego dla murów oporowych.

ziomą. — Tutaj także mamy do czynienia ze wspornikiem, ale już nie z płytą, lecz z płytą żebrową, w której żebro stanowi przypora —



oblicza się ją na ciągnięcie — wraz z obustronną połową ściany pionowej — między przyporami. Ścianę tę oblicza się, jak płytę w dwóch punktach (na przyporach) częściowo utwierdzoną.

Łatwo zrozumieć, iż tego rodzaju konstrukcje zastosowano dla przyczółków mostowych (rys. 4) i dla bulwarów (rys. 5). Na rys. 6 widzimy złożoną ścianę oporową dla większych wysokości. — Rys. 7 pokazuje nam użycie starych szyn kolejowych dla tego rodzaju budowli.



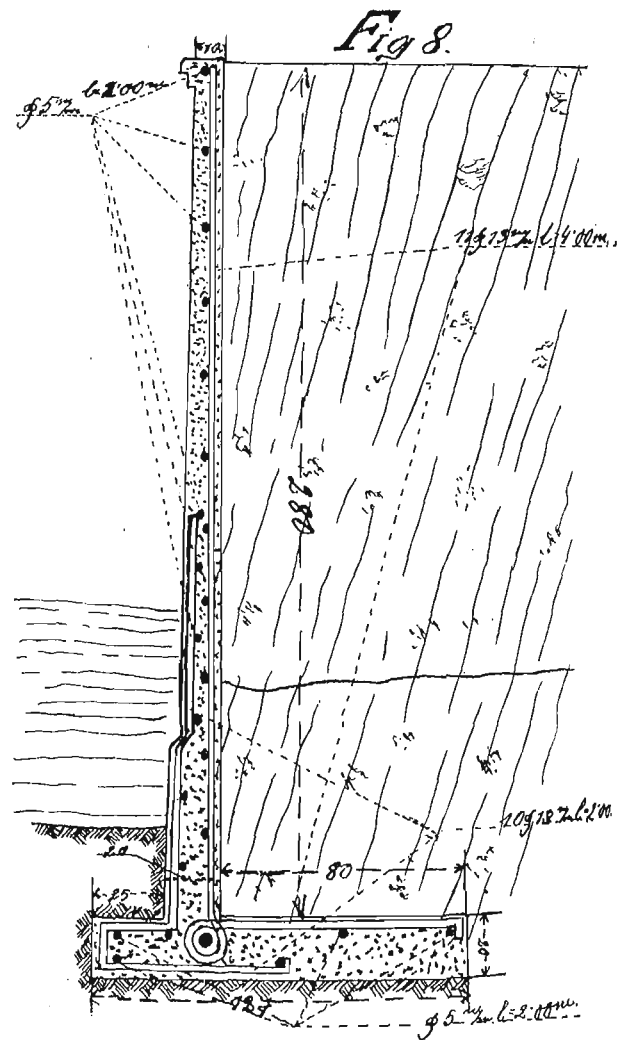
Z rysunków powyższych widocznym jest, iż unormowawszy stosunki stateczności całej budowli

przeciw przesunięciu lub przewróceniu, obciążenie całe dźwiga pionowy wspornik, którego przekrój niebezpieczny leży u wierzchołka kąta obu ramion obiektu.

Przez budowę ściany oporowej żelazno-betonowej uzyskujemy znaczne oszczędności w materiale i w przestrzeni zabudowanej. — Przeciw podmyciu monolityczne mury żelazno-betonowe są również pewniejsze i wymagają mniejszej głębokości fundamentów.

Szerokość podstawy takiego kątego muru żelazno-betonowego, wpływa nie tylko na stałość budowli, ale wielką również rolę odgrywa ze względu na jednostkowe obciążenie gruntu. Jest to szczególnie ważnym w gruntach małoźwizłych, w których przez odpowiednie rozszerzenie podstawy łatwo unormować ciśnienie na grunt.

Wykonany mur oporowy żelazno-betonowy w Ślemieniu, przedstawia, w przekroju, rys. 8.



Wysokość ściany pionowej wynosi od spodu ramienia pionowego, 3 m. — Dla takiej wysokości budują zwykle ścianę przyporową, przez co uzyskuje się korzystniejsze wymiary grubości ściany przedniej, a szczególnie zmniejszenie ilości żelaza w wkładkach — jednakowoż zaprojektowałem i wykonałem mur, bez ściany przyporowej, o kształcie \perp ze względów oszczędności innej natury, a mianowicie chodziło mi o zmniejszenie kosztów że tak powiem, martwych, na oszalowanie. — Budując według wyżej podanego typu mur o długości 50 mb, budowę rozpocząłem z obu końców, betonując długościami po 2 m, w ten sposób, że

podczas betonowania górnej partii parumetrowej, już wykonana także sama w dolnej części muru stężała, tak że po ukończeniu górnej rzeczony partii, przesuwałem szalowanie dolnej już związanej i obok wykonywałem dalszą dwumetrową, łącząc wkładki z wystającymi końcami poprzedniej itd., aż do złączenia obu części muru w środku jego długości.

Otóż gdybym był zaprojektował ścianę przyporową, przesuwanie nie byłoby się dało tak skutecznie, a oprócz tego koszt materiału drzewnego dla przypory byłyby mi niekorzystnie obciążały nader szczupły budżet budowlany.

Pod podstawą muru, założyłem cienką ławę z bardzo chudego betonu, o grubości 10 cm, a szerokości 100 cm (100 kg na 1 m³ betonu).

Rys. 9 pokazuje, w jaki sposób przeprowa-



Fig. 9.

dono budowę. — U dołu rysunku widzimy ramę drewnianą 2 × 1,25 × 0,25, do której przybito łąkę pionową (na prawo rysunku) z wywierconymi odpowiednio otworami, przez które przewleczono druty poziome, do których przywiązano widoczne na rysunku wkładki pionowe. — Do wymienionej łąki pionowej i do 2 innych odpowiednio, przy już wykonanej partii muru umieszczonych, śrubami drzewnymi przymocowywano łąki poziome, w miarę wzniesienia się betonowania. Przy rozszalowaniu postępowanie było odwrotnem.

Rys. 10 przedstawia nam mur podczas budowy.

Obliczenia przeprowadziłem jak następuje: Wysokość muru $h=3,00\text{ m}$; szerokość podstawy $1,25\text{ m}$, grubość $0,25\text{ m}$; grubość ściany u góry $0,10\text{ m}$, w przekroju niebezpiecznym $0,22\text{ m}$; kąt nachylenia ściany do poziomu 90° i powierzchni nasypu do pionu 90° . — Tarcie między ziemią a murem opuściłem, a płaszczyznę przeprowadzoną przez dwusieczną kąta Ψ zawartego między ścianą a stokiem naturalnym, przyjąłem jako płaszczyznę odłamu. Natenczas parcie poziome ziemi przedstawia wzór:

$$N = \frac{1}{2} g h^2 \operatorname{tg}^2 \frac{\Psi}{2}$$

gdzie $\Psi = (90^\circ - 40^\circ) = 50^\circ$ i
 $g = 1600\text{ kg/m}^3$ ziemi.

¹⁾ Gdyby płaszczyzna nasypu była nachyloną do pionu pod kątem $\alpha^\circ < 90^\circ$, przy murze oporowym nie pionowym

Obciążając nasyp warstwą ziemi grubości $h'=0,25\text{ m}$ odpowiadającej obciążeniu 400 kg/m^2 , otrzymamy

$$N' = \frac{1}{2} (h^2 + 2 h h') g \operatorname{tg}^2 \frac{\Psi}{2}$$

$$N' = 1900\text{ kg/mb}$$
 okrągło.



Fig. 10.

Punkt zaczepienia siły N' leży w wysokości od podstawy

$$H = \frac{h}{3} \frac{3 h_1 + h}{2 h_1 + h} = 1,10\text{ m}$$
 okrągło.

Na rys. 11 wyznaczono wykresnie położenie wypadkowej z parcia poziomego i obciążenia poziomego. Obciążenie pionowe obliczono jak następuje:

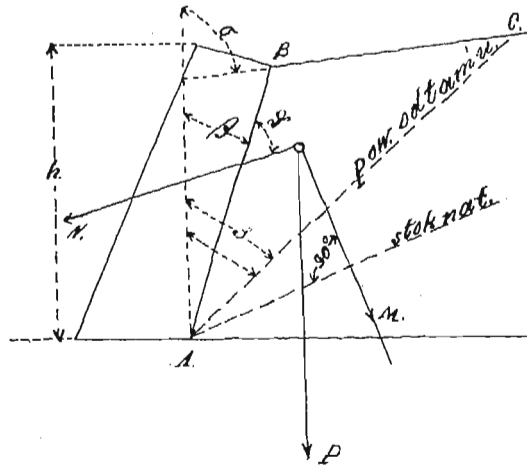
$$I = \frac{0,1 + 0,22}{2} 2,8 \times 2400 = 538\text{ kg/mb}$$

$$II = 1,27 \times 0,2 \times 2400 = 608\text{ kg/mb}$$

$$III = 0,8 \times 2,8 \times 1600 = 3584\text{ kg/mb}$$

poczem wykresnie wyznaczyłem położenie wypadkowej I II III obciążenia pionowego, a złożywszy ją z parciem N' otrzymałem położenie

otrzymalibyśmy na podstawie rysunku I, gdzie P oznacza ciężar odłamu ABC



$$\frac{N}{P} = \frac{\sin(\Psi - \varphi)}{\sin(\Psi - \varphi + \beta + \beta)}$$

$$N = \frac{1}{2} g h^2 \frac{\sin(\alpha - \beta) \sin(\varphi - \beta) \sin(\Psi - \varphi)}{\cos^2 \beta \sin(\alpha - \varphi) \sin(\Psi - \varphi + \beta + \beta)}$$

wypadkowej wszystkich obciążeń „W” przechodzącej, jak widzimy, przez podstawę, a to bardzo korzystnie.

Obliczenie ściany pionowej:

Ścianę pionową obliczyłem dla momentu

$$M_{max} = 1900 \times 110 = 209\,000 \text{ kgcm}$$

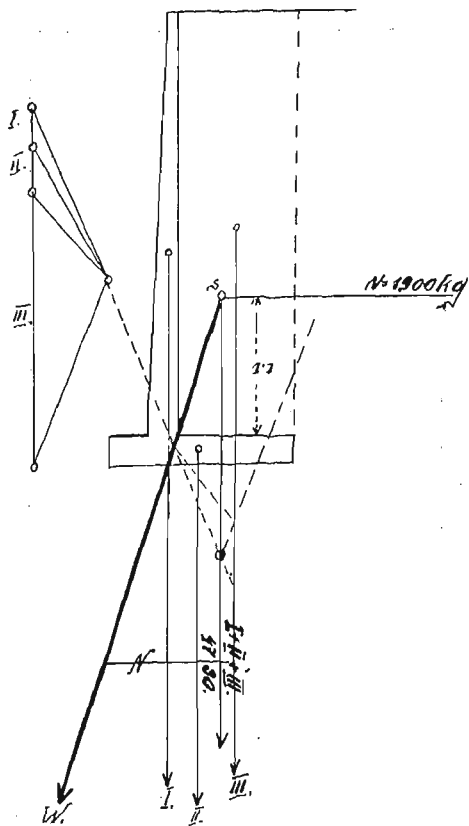


Fig. 11.

a więc na działanie parcia poziomego, przy następujących wymiarach:

Wysokość przekroju $h = 22 \text{ cm}$; średnica wkładki pionowej dźwigającej (Trageisen) $f = 13 \text{ m/m}$ powierzchnia jego przekroju $f' = 1.33 \text{ cm}^2$; odstęp osi wkładki od wewnętrznej ściany muru $a = 1.5 \text{ cm}$; szerokość teoret. przekroju $b = 100 \text{ cm}$; $h - a = 20.5 \text{ cm}$; współczynnik sprężystości $n = 15$ — przy czem dla $b = 100 \text{ cm}$ przyjąłem $10 f = 13 \text{ m/m}$, $f = 13.3 \text{ cm}^2$.

Natenczas odległość osi obojętnej od zewnętrznej krawędzi ściany

$$w = \frac{15 \times 13.3}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200 \times 20.5}{15 \times 13.3}} - 1 \right] = 7.26 \text{ cm}$$

dla tych wartości otrzymamy natężenie w betonie na ciśnienie

$$\sigma_b = \frac{2 \times 209\,000}{100 \times 7.26 \left(20.5 - \frac{7.26}{3} \right)} = 32.6 \text{ kg/cm}^2$$

zaś w żelazie na ciągnięcie

$$\sigma_s = \frac{209\,000}{13.3 \times 18.08} = 869.0 \text{ kg/cm}^2$$

Jak widzimy natężenia te pozostają w granicach natężeń dopuszczalnych na podstawie wydanych rozporządzeń austriackich.

Wyniki te staną się jeszcze korzystniejsze, jeżeli zważymy, iż przednią część ściany także uzbroiłem, a to ze względu na ciśnienie wody, którego parcie obliczyłem na 500 kg z punktem zaczepienia wysokości 0.63 od górnej powierzchni podstawy.

Na podstawie analogicznego obliczenia uzbroiłem przednią ścianę płyty wkładkami żelaznymi, o łącznym przekroju 10.64 cm^2 , wkładkami średnicy $f = 13 \text{ m/m}$.

To uzbrojenie okazało się bardzo racjonalne, gdyż po rozszalowaniu muru przed zasypywaniem przysłała większa woda, która się wzniosła do wysokości 80 cm nad podstawą, tj. prawie do wysokości przednich wkładek, tj. do poziomu najwyższej spostrzeżonej w tym miejscu wielkiej wody.

Uzbrojenie muru zatem polega, jak to widać na rys. 8 i 9, licząc na 1 mb na 10 wkładek 13 m/m średnicy, ciągnących się przez całą długość ściany tylnej, oraz na 8 wkładek 13 m/m średnicy, przy ścianie przedniej, ale tylko do wysokości 1 m . — Wkładki te związane są drutem z sztabami poziomymi poprzecznymi rozdzielającymi natężenie (Vertheilungseisen) średnicy 5 m/m , ułożonymi co 25 cm .

Jak z tych rysunków widzimy, wkładki zostały odpowiednio zagięte celem uzbrojenia podstawy, tam gdzie ciągnięcia lub nadmierne ciśnienia wystąpić by mogły.

Podstawy specjalnie nie obliczałem, gdyż nie było obawy, aby wkładki i wymiary ich — wobec dobrego gruntu pod fundament — nie wystarczyły.

Przy górnej krawędzi muru, odgraniczono nasyp poręczami żelaznymi, złożonymi ze słupków I Nr. 10, co 2 m osadzonych w blokach betonowych i z kątówek równoramiennej Nr. $4\frac{1}{2}$, stanowiących pochwyt i rygiel.

Budowę rozpoczęto w połowie marca br., a ukończono z końcem maja. — Koszt budowy wyniósł 3700 K , w co wchodzi około 600 m^3 nasypu, oporęczowanie i inne drobne roboty. — Na 1 m^3 betonu użyto 300 kg cementu portlandzkiego¹⁾.

Żywiec w czerwcu 1908.

Inż. K. Folkierski.

¹⁾ W obliczeniu jako bardzo mało znaczne opuściłem obciążenie ziemi na przednią odsadzkę muru i bardzo mały wpływ parcia nasypu, którego ciężar pionowy oznaczyłem III. Oczywiście obliczając mur na działanie parcia N' , nie uwzględniłem jego ciężaru własnego.

Wycieczka Wydziału Inżynieryi Szkoły politechnicznej

w r. 1908

(z tablicą).

Tegoroczna wycieczka Szkoły politechnicznej we Lwowie zwiedziła Pragę, kanalizację Wełtawy, będące w budowie zbiorniki w okolicy Liberca, zbiornik na pruskim Śląsku w Mauer i budowlę inżynierskie we Wrocławiu. Krótkość czasu, przeznaczanego na wycieczkę, nie dozwoliła szcze-

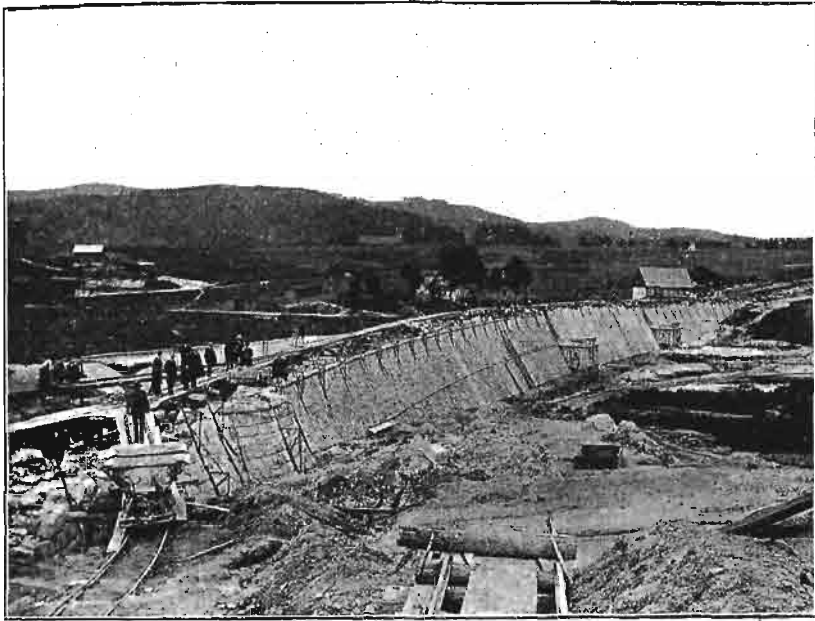
gółowo wyczerpać zbyt obfitego programu. Poważną część programu stanowiły budowlę wodną, w krótkości poniżej podane.

„Great attraction” wycieczki miała być jubileuszowa wystawa w Pradze; niestety jednak działalność inżynierskich był zastąpiony stosunkowo

bardzo skromnie. Z budowli wodnych oglądano na niej projekt oczyszczalni wód kanałowych miasta Pragi i model gipsowy tejże budowli, plany fundamentowania nowych mostów w Pradze, modele gipsowe zatwierdzonych przez ministerstwo zbiorników w Königreichwald (6 milionów m^3) i Hru-

dłużnych, w których się osadza lekki, zawieszony we wodzie namuł. Te komory przepływa woda z 4 mm do 5 mm chyżością na sekundę. Namuł, również jak i piasek z osadnika są mechanicznie przepompowywane, namuł do zbiorników ziemnych 10000 m pojemności, skąd po odstaniu bywa wywożony galarami jako nawóz, piasek do podłużnych rowów, skąd po odstaniu się bywa ręcznie wybierany i użyty do podnoszenia terenu. Koszta budowy zakładu wyniosły 2 miliony koron. Efekt oczyszczenia pozostawia b. wiele do życzenia, gdyż oczyszcza się wodę tylko z przedmiotów grubszych, pływających na powierzchni i z piasku, niesionego spodem, nie pozbawia wody zupełnie jej własności gnilnych. Dwa przelewy burzowe, ustawione w dwu piętrach, pozwalają wypuszczać zbytek wody nieoczyszczonej wprost do rzeki; ponieważ cały zakład leży w terenie inundacyjnym, ustawiono dwie pompy centryfugalne dla przepompowywania wody kanałowej w czasie powodzi.

Oglądano w Pradze rozpoczętą budowę jazu piętrzącego na ostrowie Stwanickim, będącego dalszym ogniwem w kana-

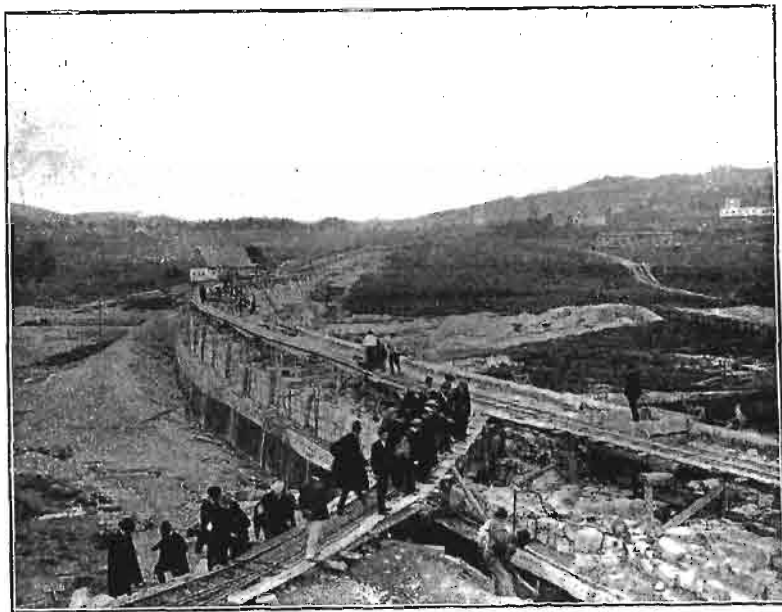


Budowa zbiornika w Grünwald.

Fot. Dudryk.

dinska, projekta regulacyjne rzek, kanalizację Wełtawy, częściowo oddaną w modelu gipsowym; były też wystawione protokoły posiedzeń komisji regulacyjnej i przegląd wykonanych regulacji od chwili uchwalenia ustawy regulacyjnej do r. 1908 — materiał do osądzenia, o wiele więcej na tem polu zdziałano w Czechach, niż w Galicyi, — w końcu bardzo liczne projekta wykonanych już zabudowań potoków górskich, ze szczegółowymi projektami kolidowanych budowli. Szczególnie ciekawe urządzenie oczyszczalni wód kanałowych oglądano na miejscu. Zakład jest obliczony na oczyszczenie całej wody brudnej z Pragi. Zbiegają się w nim trzy kolektory, z których dwa należą do strefy dolnej, trzeci do górnej, i ten jest prowadzony syfonem popod most Swatopluka Čecha, a następnie sztolnią przez wysoką górę po lewym brzegu Wełtawy. Ten kolektor górny prowadzi wody w trzymetrowej wysokości ponad poziomem wody dwu kolektorów dolnych; różnicę poziomów wyzyskano dla produkcji siły na 40 HP kole wodnym, które wraz z rezerwami parowami obsługuje urządzenia mechaniczne oczyszczalni. Woda kanałowa dostaje się przez kratę o 14 mm wolnym odstępie między prętami, do komory o koniecznie zbieżnym dnie, i tam osadza niesiony przez się piasek. — Następnie przez kratę o 7 mm odstępie szczelnie przechodzi woda do poprzecznej komory, skąd się rozdziela na szereg komór po-

lizacji Wełtawy, która ma stworzyć drogę wodną z Hamburga do Dunaju i morza Czarnego. W Pradze istnieje cały szereg jazów, datujących z czasów średniowiecznych, a piętrzących wodę do użytku młynów. Dwa najniższe jazy, piętrzące razem 4 m wysokości, będą zniesione i zastąpione jednolitym



Budowa zbiornika w Grünwald.

Fot. Dudryk.

jazem, stałym w lewym ramieniu Wełtawy koło ostrowu, ruchomym w prawym ramieniu. To ostatnie ramię jest przeznaczone dla żeglugi statków, lewe ramię służyć będzie do przejazdu tratwami. Z powodu przesunięcia osi jazów względem siebie, okazały się na ostrowie potrzebne budowle, ochra-

niające przed przelewaniem się przez ostrów spiętrzonej wielkiej wody. Młyny prawobrzeżne wykupiono, cały teren przez nie i przez młynówki zajęty, będzie podsypany i zamieniony na place podbudowlane. Z powodu bliskości skały, fundowanie nie przedstawia trudności, i odbywa się albo bezpośrednio na skale w ochronie grodzonej, albo między ścianami szpuntowymi na ławie betonowej, płytko założonej. Siła wodna 1600 HP, powstała na spadku jazu, będzie wyzyskana, przyczem jeszcze $10 m^3/sec.$ pozostawia się dla przejazdu spławnego. Powyżej jazu stwanickiego w górę rzeki staną jeszcze dalsze dwa jazy, tak że cała przestrzeń Węławy wzdłuż miasta Pragi będzie dostępną dla ruchu dużych statków. Kanalizacja jest wykonaną na 2.1 m głębokości, szluzy i kanały lateralne na 2.5 m tak, że przy wyższych stanach jest możliwy ruch statków wymagających 2.5 m głębokości wody. Roboty kanalizacyjne prowadzone są nie tylko w górę Węławy, lecz i w dół Łaby, gdzie obecnie są w budowie jazy w Steti i Rudnicach. Niestety budowy tej wycieczka nie oglądnięta z powodu braku czasu. Natomiast przejechano statkiem i oglądano wykończoną i znaną z licznych opisów część Węławy i Łaby po Berzkowice, jak również słynną szluzę komorową na 8.9 m spadku w Horzynie.

Z Berzkowic udała się wycieczka do Liberca celem oglądnięcia zbiorników powodziowych czeskich. Zbiorniki w dorzeczu Nisy koło Liberca i Jablonca, chociaż nieznacznych rozmiarów, budowane są w warunkach zupełnie nowych i wcale niezwykłych. Nisa wypływa z gór Karkonoszów i opuszcza granicę Czech z $345 km^2$ dorzecza, wpada do Odry na terytorium pruskie, przepływając w pewnej części biegu terytorium saksońskie. Ogromnie rozwinięty przemysł w górnym dorzeczu Nisy, a przemysł i gospodarstwo rolne w dolnym jej biegu cierpiały z powodu zbyt małych objętości wody w czasie posuchy, jak również z powodu wielkich szkód powodziowych powstałych w czasie wezbrań. Przemysłowcy czescy osiedli w dorzeczu Nisy, jakoteż gminy, cierpiące z powodu wylewów, utworzyły 7 stycznia 1900 r. spółkę wodną, podpisując potrzebny kapitał 6 600 000 K, na który otrzymano zasilek bezprocentowy od rządu i kraju po 660 000 K, jak również zasiłki bezzwrotne rządu i kraju po 1 320 000 K, rządu saksońskiego 100 000 Mk., pruskiego 320 000 Mk. Na podstawie projektu Intzego przystąpiono do budowy sześciu zbiorników ogólnej pojemności $5 330 000 m^3$. Obliczono, że kulminacja wezbrania Nisy zostanie obniżoną o $100 m^3/sec.$, a stały dodatek wody zbiornikowej w czasie niskich stanów, wyniesie $950 l^3/sec.$ Opłaty, pobierane od stron interesowanych za siłę wodną, za wodę wodociągową i za usunięcie niebezpieczeństwa powodzi są w stanie pokryć oprocentowanie i amortyzację całego kapitału w ciągu $55\frac{1}{2}$ lat.

Opłaty za siłę są bardzo nieduże i wynoszą 60 do max. 140 K za siłę konia rocznie.

Z proponowanych sześciu, cztery zbiorniki są ukończone i w roku ubiegłym wstrzymały już znaczną powódź; zbiornik w Görsbach ($\frac{1}{2}$ mil. m^3 — $11.08 km^3$ dorzecza) jest w projekcie, zbiornik w Grünwald w budowie. Wycieczka oglądała jeden z gotowych zbiorników koło Liberca t. j. prawie w granicach tegoż miasta leżący zbiornik Harzdorfski i będący w budowie zbiornik w Grünwald, leżący także prawie w granicach miasta Gablonz (Jabloniec). To położenie zbiorników na

kosztownych gruntach przedmiejskich, częściowo nawet fabrycznych, podniosło znacznie kosztą budowy.

Dorzecze potoku Grünwald w miejscu zapory wynosi zaledwie $5.5 km^2$, dorzecza sąsiednich potoków Johannesberger Neisse — $12.5 km^2$; Wiesentaler Neisse — $8.6 km^2$; w dorzeczu pierwszego potoku była jednak możliwość założenia zbiornika na $2 700 000 m^3$, z objętością muru $43 000 m$; na potokach sąsiednich nie dał się założyć zbiornik. Zdecydowano się na budowę zbiornika w Grünwald, doprowadzając mu wielkie wody ($16 m^3/sec.$) Johannesberger Neisse zapomocą sztolni $3.1 \times 2.4 m$ przekroju $1700 mb$ długiej, Wiesentaler Neisse ($10 m^3/sec.$) sztolnią $525 mb$, przekroju $2.0 \times 2.0 m$. Zbiornik zastano w pełni budowy. Przekroczenia dwu dróg publicznych przez teren zalany wodą zbiornika wykonywano zapomocą nasypów ziemnych ogromnej objętości; betonowe sklepienie obiektu pod nasypami zaopatrzone od strony przepływu w stopnie, które spowodują stałe piętrzenia w zbiorniku ogólnej pojemności $120 000 m^3$. — Objętość ta będzie oczywiście dla zbiornika straconą, lecz przeznaczoną i tak na zamulenie. Interesującym szczegółem budowy sztolni, ujęć dla wielkiej wody, regulacji potoku w obrębie zbiornika, murowaniu samej zapory zbiornika, zaledwie parę metrów nad poziom fundamentu wyprowadzonej, mogli się słuchacze dokładnie przyglądać.

Z Gablonz ślicznie prowadzoną linią kolejową na Grüntal, przeniosła się wycieczka na terytorium pruskie, celem oglądnięcia zbiornika w Mauer, na rzece Bober. Jest to dziś największy zbiornik w Europie, gdyż dorzecze rzeki w miejscu zapory mierzy $1300 km^2$, objętość wody powodziowej tylko $300 m^3/sec.$ może koryto rzeki bez szkody pomieścić, a $1000 m^3/sec.$ będzie w zbiorniku ujęte. Pojemność zbiornika wynosi 50 milionów m^3 , z których 20 mil. reprezentujących 30 -metrowe piętrzenie, przeznaczono jak w Marklissie na produkcję siły wodnej, obliczonej na 3000 HP przy 24 godz. ruchu turbin. Wszystkie motory elektryczne, obsługujące budowę zapory, są poruszane prądem, wytworzonym siłą wodną 1500 HP centrali na zbiorniku powodziowym w Marklissie. Budowę zapory zastano w najbardziej interesującej fazie ukończenia wykopu fundamentu wciętego $14 m$ głęboko pod dnem rzeki, $50 m$ szerokiego, 250 długiego. Oczywiście przy budowlu tak potężnej, fundament może być wykonany tylko na dniu, t. j. po odprowadzeniu wody całej rzeki na bok. Ze względu na wąski przekrój doliny, wykonano to odprowadzenie okrężną sztolnią $5.8 \times 7.8 m$ przekroju, kutą w granicie i wykończoną już w r. 1906, następnie zapomocą narzutu kamiennego na ukoś sypanego przez rzekę, skierowano wodę do sztolni, w ochronie tego narzutu zabito podwójną ścianę szpuntową, między którymi wykonano mur betonowy, obustronnie obsypany żwirem do nachylenia szkarpy $1:2$. Szkarpy te wybrukowano kamieniem na cemencie, tak, że utworzył się szczelny przewał sięgający koroną ponad zwykłe wielkie wody — lecz nie ponad najwyższe. — W ochronie tego przewodu wykonano drugą groblę powyżej wylotu sztolni okrężnej, aby ochronić fundament od wody cofkowej dolnej. W środku, między obu groblami wybrano na dzień fundament, wypompowując nadpływającą wodę zaskorną. We fundamencie natrafiono w środku byłego koryta rzeki na skałę, sięgającą niemal powierzchni byłego dna, tak zdrową, że się zde-

cydowano na postawienie jej w przyszłym murze; po prawym brzegu odkryto stare, dyluwialne, bardzo głęboko wcięte koryto, które spowodowało ową nadmierną głębokość fundamentu 14m, po lewym brzegu pionowo stojącą warstwę skały,

czając dziennie 70 000 m³ wody, przepompowywanej im ze stacyi leżącej poniżej miasta. Pola te, jedno z najpierwszych w Niemczech, założone wyłącznie jako nawadniane zalewowe, w spadku poszczególne działów 1‰ podłużnym, 5‰ poprzecznym. Pola są wydzierżawiane po 60 Mk za ha powierzchni ogólnej, t. j. wliczając w nią i powierzchnię dróg, rowów itd.

Z pól irygacyjnych przeszła wycieczka do sąsiadującego z niemi portu rzeczno, oglądając obszerne urządzenia portowe. Wskutek budowy tego portu i regulacji Odry z częściowym jej skanalizowaniem, wzmógł się ruch handlowy bardzo znacznie, bo z 38 000 t w r. 1895 na 1 900 000 t w r. 1907. W razie wykonania kanału Dunaj-Odra i skanalizowania górnej przestrzeni wyżej Opola, wzmoże się jeszcze ruch handlowy i obecne urządzenia portowe będą musiały w niedalekiej przyszłości ulegnąć przekształceniu i rozszerzeniu. Uwagi godnymi są rezultaty przeprowadzonej regulacji Odry, gdzie budowlami poprzecznymi, o bardzo łagodnie nachylonych szarpach głów tych poprzeczek, uży-



Budowa zbiornika w Mauer.

Fot. Dudryk.

silnie zwietrzałej, którą musiano usunąć na bardzo znaczną głębokość. Położenie fundamentu nie jest zbyt korzystne mimo, że leży w najstarszych skałach granitowych i gnajzowych. Przechodzenie we fundamencie granitu w gnejs, jakoteż wystą-

skano głębokość 1,2m przy małej wodzie, t. j. ilości przepływu 30 m³/sek. i spadku koło Wrocławia 0,33‰.

Stosunki wodne Odry pod Wrocławiem są wogóle bardzo interesujące. Obszar dorzecza Odry

pienie skał bazaltowych (wspinalnie rozwinięte słupy bazaltowe) w najbliższym sąsiedztwie zapory, wskazują na silne przewroty, jakim dany teren przed wiekami ulegał. Ponieważ wiercenia, czynione poprzednio, nie dały dokładnego obrazu przekroju warstw, jakie we fundamencie obecnie znaleziono, więc pierwotnie preliminowany czas jednego roku na wykończenie wykopu nie wystarczył i wycieczka zastała wykop właśnie wykończony, montowane maszyny dla mieszania zaprawy (cementowo trasowej), zaczęta eksploatację kamieniołomów, budowę dowozowych kolejek z kamieniem, gotowe wodociągi do mycia kamieni i fundamentu. Za parę dni miało stanąć 250 murarzy, którzy będą murować po 500 m³ muru dziennie. Charakterystycznym jest, że zarząd daje zaprawę (100 m³ na dobę) a przedsiębiorca bierze w akord

tylko dostarczenie kamienia i wykonanie muru (12 MK/m³). Sumaryczna objętość muru przeniesie zapewne pierwotnie obliczonych 250 000 m³.

Z Mauer udano się do Wrocławia, gdzie oglądano najpierw pola irygacyjne, powierzchni 2000 ha, z których 1000 ha adaptowanych kosztem 2000 Mk na hektar, funkcjonuje doskonale, oczysz-



Budowa zbiornika w Mauer.

Fot. Dudryk.

wynosi tu 20 000 km², które dają 2 400 m³/sek. wielkiej wody. Rzeka dzieliła się w średnich wiekach na liczne ramiona, z których największe, przepływające Wrocław zostało zamknięte trzema szeregami jazów, piętrzących wodę dla użytku młynów. Ze względu na te młyny starano się Odrę utrzymać zawsze w korycie, przechodzącym przez



miasto, zamykając coraz to nowe, tworzące się powyżej miasta ramiona. Ze względu jednak na niebezpieczeństwo powodzi, które miastu ciągle z tego powodu zagrażało, zdecydowano się w ostatnich dziesiątkach lat ubiegłego wieku przeznaczyć na ulgę powodziową jedno z koryt prawobrzeżnych, obchodzących miasto, skierowując w nie pochód lodów i większą część wody powodziowej. Równocześnie ze względu na trudność przeprowadzenia żeglugi przez kręte i zabudowane koryta w mieście, skierowano ruch statków również w ową ulgę powodziową, którą odpowiednio do celów żeglugi przekształcono. I tak w początku rozdziału ulgi od głównej rzeki, tam gdzie koryto ulgi jeszcze w średnich wiekach zostało zamknięte stałym jazem kamiennym, założono szluzę komorową, dla pokonania spadku na jazie; następnie na pewnej przestrzeni pozostawiono drogę dla statków w kanale ulgi, zamykając ją jazem iglicowym, poniżej którego założono kanał żeglugi, zupełnie oddzielony od ulgi, zamknięty u końca i u wylotu do rzeki szluzą komorową, u początku wrotami przesuwalnymi, które z jednej strony chronią kanał od za-

topienia przez wielkie wody, płynące ulgą, a również pozwalają utrzymać w kanale normalny stan wody w zimie, gdy jaz iglicowy może być chwilowo złożony, i poziom wody w uldze opadnie poniżej poziomu wody w kanale.

Na ramieniu, przechodzącym przez miasto, oglądano zaczęte fundamentowania przyczółków nowego mostu wiszącego. Całe ciągnięcie konstrukcji dźwigającej zostanie zrównoważone przez ciężar bloku żelazno-betonowego, zamkniętego w przyczółku. Założenie bloku odbędzie się w skrzyni betonowej, uszczelnionej pokładami asfaltu. Skrzynię tę właśnie fundowano na dnie, obniżwszy poziom wód zaskórnych za pomocą 32 studzien wierconych, otaczających fundament i połączonych we wspólny rurociąg zbierający. Pompą centryfugalną o wydajności 300 l/sek., zdołała utrzymać poziom wody 5 m niżej poziomu wody w rzece.

Lwów w czerwcu 1908.

Pomianowski.

Sprawozdania z literatury technicznej.

— Zwrotnice sprężynowe i krzyżownice o ruchomych skrzydłach omawia inż. J. Grimine w *Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens in techn. Beziehung* zeszyt 10 z r. 1907, str. 210 (6 rysunków w tekście). — Na ten temat znachodzimy także opisy i wzmianki w *Annalen für Gewerbe u. Bauwesen* z 15/VIII 1900, *Czasopiśmie Technicznym* z r. 1901 i 1905 i *Zeitung d. Vereins d. Eisenbahnverwaltungen* z 1/IX 1904.

Konstrukcja zwrotnicy sprężynowej polega przede wszystkim na zupełnym pominięciu siodełka obrotowego. Iglice są 10 m długie, tam gdzie zazwyczaj umieszczone jest siodełko obrotowe przez walcowanie ukształtowane jak normalne szyny i przez stałe złącze łąbkowe są związane z następującą szyną toku toru. Od tego złącza na długości 2100 mm jest iglica stale związana z podkładami i to zapomocą szczególnej 2600 mm długiej walcowanej płyty podkładowej z brzegami wargowato podniesionymi. Od 2100 mm są stopy iglicy na długości 1380 mm tak zebrane, iż pozostaje czworoboczny przekrój z zakończeniem u góry, odpowiadającym wierzchowi głowy szyny. Ta część działa jako sprężyna. Na wymienionej płycie podkładowej znajduje się u spodu 10 silnych czopów, które wchodzi w głowy podkładów. W ten sposób pięć podkładów jest ze sobą związanych i zabezpieczonych przeciw przesunięciu. Związanie szczelnie przytwierdzonej części iglicy z płytką podkładową dokonuje się zapomocą szponek, posiadających okrągłe nasady, które wchodzi połową w podeszwę iglicy, a połową w podwyższony brzeg płyty. W ten sposób każda iglica jest ubezpieczona w sześciu miejscach przeciw przesunięciu się wzdłuż. Ostatnia, t. j. przesuwalna część iglicy jest 7900 mm długa i spoczywa na normalnych płytach przesuwowych. Sprężynowa część iglicy posiada taką giętkość, że do przedstawienia zwrotnicy nie o wiele większej potrzeba siły, niż przy dotychczasowych konstrukcjach.

Konstrukcja cała jest o wiele łatwiejszą do konserwacji, pewniejszą przy manipulacji przetokowej, a przejazd pociągów przez zwrotnicę odbywa się bez tych uderów i wstrząśnięć, po których każdy podróżny poznaje przez co przejeżdża.

Zwrotnice sprężynowe, które weszły w tak rozpowszechnione użycie na kolejach pruskich za inicjatywą tajnego radcy Kohna układa się przedewszyst-

kiem w torach głównych, po których przejeżdżają pociągi pospieszne.

W celu utrzymania ciągłego toku szyny bez przerwy żadnej na krzyżownicach służy urządzenie, którem przyciąga się szynę skrzydłową do dzioba t. j. ostrza krzyżownicy. Używanie skrzydeł ruchomych przy krzyżownicach idzie w parze z rozpowszechnieniem iglic sprężynowych.

— Droga piesza między nawierzchniami więcejtorowych linii. Weszło w użycie na kolejach dwu- i więcejtorowych, że między torami utwarza się ścieżka, której używa personal przestrzeni, zamiast iść bokiem torów, bankietem ziemnym, albo postępować wprost śladem nawierzchni z progu na próg. Przejście takie ścieżką między torami jest dla celów służbowych bezcelowe, a dla personalu niebezpieczne, szczególnie w czasie krzyżowania się pociągów na przestrzeni. Pruskie ministerstwo dróg żelaznych wydało 8 stycznia r. 1908 zakaz zabraniający personalowi używanie tych ścieżek i nakazujące zasypywanie ich. (*Zeitung d. Vereins d. Eisenbahnverwalt.* 29/I 1908, zeszyt 9).

A. W. Krüger.

ROZMAITOŚCI.

— Z Krakowskiego Towarzystwa Technicznego. (Uchwalenie projektu nowego statutu. — Sprawy wydawnictwa „Architekt.“ — Odczyt Dr. Bolesława Drobnera. — Doroczne walne zgromadzenie Towarzystwa. — Odczyt prof. Stanisława Albertiego. — Zgon ś. p. Gustawa Steingrabera i odbyte z tego powodu zgromadzenia. — Wybór nowego prezesa i wiceprezesa. — Odczyt prof. Bronisława Vopalki. — Skład Zarządu na r. 1908. — Udział Towarzystwa w wiedeńskim kongresie architektonicznym).

Dnia 5 marca r. b. ukończyło Towarzystwo obrady nad projektem nowego statutu i ostatecznie statut ten uchwaliło, zastosowując go do nowych stosunków, wytworzonych zbudowaniem domu własnego, urządzeniem wystawy budowlanej i stosunkowo bardzo znacznym wzrostem liczby członków. Na tem samym zgromadzeniu zajmowało się Towarzystwo sprawami wydawnictwa „Architekt“. W imieniu Komisji lustracyjnej, zdał sprawę inż. Karol Rolle, ze szkona kasy i funduszu wydawnictwa. Stwierdził wzorowe prowadzenie odnośnych ksiąg i rachunków, poczem wniosł, ażeby administratorowi „Architekta“ udzielić absolutoryum.

Po jednomyślnym uchwaleniu tego wniosku, zabrał głos redaktor „Architekta“, prof. Władysław Ekielski i w obszernym przemówieniu przedstawił stan wydawnictwa pod względem literackim. Przemówienie redaktora wywołało ożywioną dyskusję, w której prof. Ekielski i inż. Eustachy Śmiałowski, udzielali bliższych wyjaśnień, co do spraw wydawnictwa.

Na następnym posiedzeniu, w dniu 12 marca 1908 r., wysłuchało Towarzystwo odczytu Dr. Bolesława Drobniera p. t.: „Nowe systemy produkcji gazu świetlnego“.

Prelegent ilustrując swój wykład licznymi rysunkami i zestawieniami rachunkowymi, przedstawił najnowszy rozwój fabrykacji gazu świetlnego i omówił po kolei systemy retort poziomych, ukośnych i pionowych, oraz najnowszy system komorowy. Przedstawivszy obszerniej system retort pionowych, jakoteż system komorowy, wykazał ich wyższość nad dawniejszymi sposobami fabrykacji gazu świetlnego. Wreszcie porównał krakowskie ceny gazu, z cenami miast zagranicznych.

Piękny, z gruntowną znajomością rzeczy wygłoszony odczyt Dr. Drobniera, wywołał żywe zainteresowanie i dłuższą fachową dyskusję.

W dniach 31 marca i 8 kwietnia 1908 r. odbyło się w Krakowskim Towarzystwie Technicznym doroczne Walne Zgromadzenie. Po zatwierdzeniu protokołów z poprzednich walnych zgromadzeń i przyjęciu do wiadomości sprawozdania Zarządu za r. 1907, wysłuchano sprawozdania Komisji lustracyjnej, ze skontra kasy i funduszków Towarzystwa, które złożył imieniem tej Komisji, inż. Karol Rolle. Sprawozdawca stwierdził gorliwą, bezinteresowną, a nader skuteczną pracę skarbnika, p. Jacka Ramzy i wniósł, by udzielił tak skarbnikowi, jak i Zarządowi Towarzystwa absolutoryum. Wniosek ten uchwalono jednomyślnie, wśród oklasków.

Również jednomyślnie, bez dyskusji, przyjęto wniosek Zarządu, przedstawiony przez inż. Eustachego Śmiałowskiego, ażeby dopłatę za *Przegląd techniczny*, począwszy od d. 1 lipca 1908 r. podwyższyc z czterech na ośm koron rocznie; członkowie Towarzystwa bowiem, stosownie do życzenia otrzymują, albo miesięcznik *Architekt* bezpłatnie, albo też tygodnik warszawski *Przegląd techniczny* za dopłatą.

Projekt budżetu na r. 1908, przedstawiony przez skarbnika p. Jacka Ramzę, przyjęto en bloc, bez dyskusji, według wniosku Zarządu, poczem przystąpiono do wyborów.

Prezesem obrano, po raz ósmy z rzędu, prof. Gustawa Steingraberera.

Na wiceprezesa głosowano trzykrotnie. Pierwsze i drugie głosowanie wskutek rozstrzelania się wotów pomiędzy kilku kandydatów, pozostało bez rezultatu. W trzecim obrano wiceprezesem Radcę budown. Jana Izzydora Czerwińskiego, gdy tenże jednak wyboru nie przyjął, odroczono wybór wiceprezesa do następnego zgromadzenia, które wyznaczono na 8 kwietnia 1908 r.

Członkami Zarządu w głosowaniu kartkami wybrani pp.: Eustachy Śmiałowski, Roman Ciesielski, Władysław Kaczmarek, Stanisław Krawczyk, Tadeusz Ordyński, Kazimierz Wyczyński, Stanisław Bieliński, Stanisław Warzeszkiewicz, Konrad Gorecki, Dr. Fryderyk Pordes, Władysław Pelczarski i Leonard Nitsch.

Do Komitetu redakcyjnego *Architekta* zaproszono przez aklamację pp.: Władysława Ekielskiego, Wacława Krzyżanowskiego, Franciszka Maczyńskiego, Tadeusza Stryjeńskiego, Eustachego Śmiałowskiego, Ludwika Wojtyczkę i Kazimierza Wyczyńskiego.

Do Komisji lustracyjnej weszli pp.: Anastazy Chmurski, Andrzej Kłeczek, Teofil Kurnikowski, Jacek Ramza i Edward Uderski.

Do sądu Towarzystwa, w głosowaniu kartkami wybrani pp.: Jan Matula, Karol Rolle, Edmund Zieleniewski, Józef Sara, Rudolf Weinert, Sławomir Odrzywolski, Franciszek Vetulani, Walenty Adamski, Władysław Turski, Adam Kirchmayer i Józef Pakies.

Dalszy ciąg zgromadzenia odbył się d. 8 kwietnia r. b. Wiceprezesem obrano radcę budow. Ludwika Regieca niemal jednomyślnie, gdyż 45 głosami, na 48 głosujących, poczem prof. Stanisław Alberti mówił: „O fermentach“.

Wyjaśnivszy co to jest chyżość procesu chemicznego, prelegent zastanowił się obszernie nad przyspieszaniem i zwalnianiem tej chyżości, oraz nad służącymi do tego celu ciałami, które nazywają się katalizatorami, a wywołana przez ciała te czynność chemiczna, katalizą. Zaznaczywszy, że kataliza jest to przyspieszenie, względnie opóźnienie procesu chemicznego, przez obecność katalizatora, t. j. ciała nie biorącego bezpośredniego udziału w procesie chemicznym, lecz wywołującego samą obecnością swoją zmianę w chyżości chemicznej — omówił odnośne teorie i zapatrywania, poczem przeszedł do katalizy ciał organicznych i zorganizowanych, wobec których rolę katalizatorów odgrywają enzymy. Zakończył stwierdzeniem potrzeby nader subtelnych i ścisłych badań chemicznych, jakoteż wogóle przyrodniczych, wobec wielkich i doniosłych skutków, jakie w przyrodzie wynikają częstokroć z małych i nieznaczących przyczyn.

Wysoce zajmujący wykład prof. Albertiego, ujęty w formę całkiem ścisłą, a mimoto nadzwyczaj przystępną i zrozumiałą, wywołał również zajmującą dyskusję, w której Dr. Michał Seńkowski poruszony w wykładzie temat rozwinął obszernie, w kierunku biologicznym, a prelegent uzupełnił swoje wywody rozmaitemi uwagami.

Dnia 5 maja r. b. popołudniu, przeraziła członków Towarzystwa bolesna wieść o zgonie wielce zasłużonego prezesa ś. p. Steingraberera, który po 35 dniowych cierpieniach, uległ dnia tego, o 2-giej z południa, atakom sercowym. O 7-iej wieczorem zebrał się w salach Towarzystwa Zarząd tegoż, oraz bardzo licznie zgromadzeni członkowie i po złożeniu hołdu czci zasługom zmarłego, zastanowili się nad sposobami objawienia żałoby Towarzystwa. Uchwalono wysłać deputację kondolencyjną do pani Steingraberowej, składającą się z pp.: wiceprezesa Regieca, inż. Leona Mikuckiego (ojca), oraz dyr. Mieczysława Dąbrowskiego, złożyć wieniec na trumnie zmarłego, wziąć gremialny udział w pogrzebie i wygłosić mowę żałobną.

Do wygłoszenia tej mowy zaproszono dyr. Mieczysława Dąbrowskiego, poczem zastanowiono się nad sposobami stałego uczczenia zasług ś. p. Steingraberera i polecono Zarządowi, ażeby przedłożył Towarzystwu odpowiednie wnioski.

Zarząd na kilku posiedzeniach rozważał dane mu polecenia i w celu przedłożenia Towarzystwu powziętych uchwał, zwołał zgromadzenie d. 2 czerwca r. b., na którym przedstawione wnioski uchwalono, na razie jednak uznano je za poufne, a w celu uzyskania potrzebnych środków pieniężnych, wybrano Komisję specjalną, złożoną z pp.: Teofila Kurnikowskiego, Bernarda Libana, Ludwika Regieca, Karola Rollego, Bolesława Stolarczyka i Stanisława Gabryela Żeleńskiego, upoważniając zarazem Zarząd do powiększenia tej Komisji delegatami, przez siebie wybranymi.

Korzystając z tego upoważnienia, Zarząd zaprosił

do Komisji panów: Władysława Kaczmarskiego, Leonarda Nitscha, Józefa Pakiesa i Stanisława Świerzyńskiego. Komisya wreszcie organizując się d. 19 czerwca 1908 r., wybrała przewodniczącym p. Józefa Pakiesa, a sekretarzem p. Bolesława Stolarczyka.

Dnia 5 czerwca r. b. odbyło się nadzwyczajne Walne Zgromadzenie, w celu wyboru nowego prezesa, połączone z odczytem.

Prezesem wybrano wiceprezesa radcę budown. Ludwika Regieca, a na opróżnione przez wybór ten miejsce wiceprezesa, inż. Karola Rollega, dyrektora krajowej szkoły ceramicznej w Podgórzu, poczem nastąpił odczyt prof. Bronisława Vopalki: „O akumulatorach systemu Dr. Staneckiego“.

Prelegent omówiwszy wogóle znaczenie i opowiedziawszy historię akumulatorów, przedstawił rozmaite ich rodzaje, dające się ugrupować w dwóch głównych typach: akumulatorów powierzchniowych i masowych. Wyjaśnił różnicę tych typów i wykazawszy wyższość typu masowego, za którym oświadczyły się największe powagi elektrotechniczne, przedstawił i wytłumaczył na czem polega ulepszenie typu masowego, wprowadzone przez Dr. Staneckiego. Na ulepszenie to, niezmiernie praktyczne i ekonomiczne, uzyskał Dr. Stanecki patent w r. 1902, po trzechletnich próbach, jakim wynalazek Dr. Staneckiego poddawano i po zwalczeniu niemałych trudności, stawianych przez pruskie fabryki akumulatorów. Pierwszą baterję ulepszonych akumulatorów, skonstruowaną według nowego systemu, a złożoną z 248 elementów, dostarczył Dr. Stanecki elektrowni miejskiej we Lwowie w r. 1903. Bateria ta okazała się znakomitą, a pojemność jej przewyższyła gwarantowaną o 30%. Wskutek tego miasto Lwów zamówiło u Dr. Staneckiego drugą, znacznie większą baterję, o 3000 amper-godzin pojemności, złożoną z 278 elementów. Okazało się, że i ta bateria jest równie znakomitą, jak pierwsza.

Prelegent przedstawił urzędowe dowody, na poparcie przytoczonych cyfr i twierdzeń, poczem skonstatował, że fabryka Dr. Staneckiego rozwija się pomyślnie i zyskuje coraz większy odbyt, musi jednak toczyć bardzo ciężką walkę z zagranicznymi, a zwłaszcza z pruskimi fabrykami akumulatorów, zalewającymi nasz kraj swoimi wyrobami.

Odczyt prof. Vopalki sprawił nader korzystne wrażenie i wzbudził przekonanie, iż fabryka Dr. Staneckiego, jako jedyny tego rodzaju zakład polski, zasługuje ze wszech miar na poparcie, a to tembardziej, gdy dostarcza lepszych i tańszych wyrobów, niż takie same fabryki zagraniczne, a zwłaszcza pruskie. Poparcia tego winny mu użyzyć w pierwszym rzędzie, za pięknym przykładem gminy m. Lwowa, zarządy naszych miast, wprowadzających, lub posiadających już elektrownie.

Wskutek wyborów, przeprowadzonych na zgromadzeniach Towarzystwa w dniach: 31 marca, 8 kwietnia i 5 czerwca r. b. skład Zarządu na r. 1908 jest następujący, Prezes: kierownik regulacji Wisły pod Krakowem, radca budownictwa Ludwik Regiec; wiceprezes: inż. Karol Rolle, dyrektor krajowej szkoły ceramicznej w Podgórzu. Sekretarze: inż. Eustachy Śmiałowski i inż. Tadeusz Ordynski. Skarbnik: inż. Konrad Gorecki, starszy inspektor krak. budownictwa miej. Bibliotekarze: arch. Roman Ciesielski i inż. Władysław Pelczarski. Inni członkowie Zarządu: inż. Stanisław Bieliński, arch. Władysław Kaczmarski, inż. Stanisław Krawczyk, inż. Leonard Nitsch, inż. Dr. Fryderyk Pordes, inż. Stanisław Warzeszkiewicz, inspektor kolei państw. jakoteż arch. Kazimierz Wyczyński.

W VIII kongresie architektonicznym, odbyłym w Wiedniu, wzięło Towarzystwo udział za pośrednictwem delegatów: radcy budown. prof. Sławomira Odrywolskiego i arch. Stanisława Gabryela Żeleńskiego. Trzeci delegat Tow. arch. Ignacy Sowiński, nie mógł przyjąć czynnego udziału w kongresie z powodu złego stanu zdrowia.

Arch. Stanisław Gabryel Żeleński złożył Zarządowi sprawozdanie z kongresu, jakoteż z usiłowań zapewnienia architektury polskiej odpowiedniego stanowiska na przyszłych kongresach międzynarodowych. Sprawa ta w najbliższym czasie będzie przedmiotem obrad ogólnego zebrania Towarzystwa.

— **Krajowy wiec gorzelniczy** odbędzie się we Lwowie w wielkiej sali ratuszowej — w niedzielę dnia 23 sierpnia 1908 r. — Polskie Towarzystwo gorzelnicze podjęło w tej sprawie akcyę i zawiązało komitet inicjatywy dla zwołania tego wiecu.

Krajowy wiec gorzelniczy — zastanowić się ma nad ogólnymi sprawami Gorzelnictwa galicyjskiego, które, jako silnie w kraju rozwinięty przemysł rolniczy posiada wiele niedomagań i potrzeb sobie właściwych, a nad któremi wiec gorzelniczy zastanowić się powinien. — Proponowana przez rząd podwyżka podatku od wódki nałoży już w niedalekiej przyszłości znaczniejszy ciężar na ten przemysł krajowy, należy też omówić tę sprawę i obmyśleć sposoby złagodzenia nowego ciężaru, spaść mającego na konsumentów a tem samem i na producentów spirytusu i wódek. — Krajowy wiec gorzelniczy rozpatrzy również bardzo ważną kwestyę opalania ośmset kilkudziesięciu gorzeln galicyjskich ropą naftową, która jako produkt krajowy wyprzeć z gorzeln naszych powinna palenie węglem pruskim. Pracownicy gorzelniani mają także wiele ważnych postulatów zawodowych do omówienia na wiecu.

— **Rozprawę ofertową** rozpisuje c. k. Dyrekcyja kolei państwowych we Lwowie na dostawę i zmontowanie konstrukcyi dachowych dla magazynów we Lwowie.

Koszta wykonania dotyczących robót wynoszą w przybliżeniu 71 000 K.

C. k. Dyrekcyja kolei państwowych przyjmować będzie oferty najpóźniej do godziny 12-tej w południe dnia 20 sierpnia 1908.

Postanowienia do wnoszenia ofert i podręczniki budowy można przejrzeć w c. k. Dyrekcyi kolei państwowych we Lwowie w oddziale konserwacyi i budowy, II piętro.

— **Konkurs.** Celem obsadzenia z dniem 1 października 1908, płatnej docentury Elementów wyższej matematyki w c. k. Szkole politechnicznej we Lwowie, rozpisuje Rektorat konkurs z terminem wnoszenia podań do końca września 1908.

Kandydaci zamierzający ubiegać się o tę docenturę, do której przywiązana jest remuneracyja roczna 1600 K za 4 godziny wykładu tygodniowo w obu półroczach, mają swe podania wystosowane do c. k. Ministerstwa wyznań i oświaty we Wiedniu zaopatrzone w opis przebiegu życia, świadectwa odbytych studyów, świadectwa zajęć w praktyce i inne dokumenty, jakoteż dowód dokładnej znajomości języka polskiego wnieść do Rektoratu c. k. Szkoły politechnicznej przed upływem terminu konkursowego.

OD REDAKCYI.

Do dzisiejszego numeru dołącza się tablicę XXI do art. inż. Pomianowskiego.

Redaktor odpowiedzialny: Wiktor Syniewski.

Nakładem Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie
Z I. Związkowej Drukarni we Lwowie, ul. Lindego 4.